



**Universidad Politécnica de Cataluña**



**Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona**

# **APLICABILIDAD DEL SISTEMA STEEL-FRAME EN VIVIENDAS ECONÓMICAS DE REPÚBLICA DOMINICANA**

Trabajo Final de Máster

Master Universitario **TECNOLOGÍA EN LA ARQUITECTURA**

Línea Construcción Arquitectónica - Innovación Tecnológica

Autor

Yarissa Marlene Pérez Toribio

Director TFM

Jaume Avellaneda Díaz-Grande

Barcelona, septiembre 2013

## **CONTENIDO**

### **RESUMEN - ABSTRACT**

#### **I.\_ INTRODUCCIÓN**

1.1 OBJETIVOS

1.2 METODOLOGÍA

#### **2.\_ REPÚBLICA DOMINICANA**

2.1 GENERALES

2.2 GEOGRAFÍA

2.2.1 Clima

2.2.2 Ciclones Tropicales

2.2.3 Sismos

#### **3.\_ LA VIVIENDA ECONÓMICA EN REPÚBLICA DOMINICANA**

3.1 HISTORIA Y EVOLUCIÓN DE LA VIVIENDA SOCIAL

3.2 ORGANISMOS QUE ACTÚAN EN LA VIVIENDA SOCIAL

3.3 DÉFICIT HABITACIONAL

3.4 PROGRAMAS ESTRATÉGICOS

3.5 TIPOLOGÍAS DE VIVIENDA SOCIAL POR EL INVI

#### **4.\_ STEEL FRAME – LA TECNOLOGÍA**

4.1 INTRODUCCIÓN

4.2 PERFILES

4.3 MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN

#### **4.4 ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS**

- 4.4.1 Cimentación
- 4.4.2 Paneles de muros
- 4.4.3 Forjados
- 4.4.4 Cerramientos
- 4.4.5 Cubierta

### **5.\_ STEEL FRAME – CONSIDERACIONES DE SU APLICACIÓN EN R.D.**

#### **5.1 INTRODUCCIÓN**

#### **5.2 LOGÍSTICA**

#### **5.3 ADAPTACIÓN TECNOLÓGICA DEL SISTEMA FRENTE A LAS ACCIONES**

- 5.3.1 Sismo
- 5.3.2 Viento
- 5.3.3 Sistema combinado
- 5.3.4 Interacción con el clima

### **6.\_ CONCLUSIONES**

#### **6.1 CONCLUSIONES**

#### **6.2 CONCLUSIÓN GENERAL**

### **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

## RESUMEN

El objeto principal de este trabajo consiste en presentar una solución habitacional que pueda adaptarse a las condiciones climáticas de la República Dominicana (Caribe), cuya temporada ciclónica hace estragos en la isla afectando las viviendas fabricadas en lugares inadecuados con materiales y métodos improvisados. Se busca dar al mercado dominicano una solución constructiva industrializada, que reduzca el tiempo de ejecución y el costo final sin disminuir la calidad de las mismas; de igual manera que sea resistente a vientos huracanados y a sismos. Por estas razones se analiza la implementación del sistema Steel Frame.

Como ilustración describimos los elementos característicos del Steel Frame; cuyo esqueleto de acero galvanizado permite cualquier tipo de cerramiento, lo que ha hecho posible su adaptación a diferentes zonas climáticas: Estados Unidos, Canadá, Europa, África, etc.

Se analiza la factibilidad de la aplicación del Steel Frame para viviendas económicas de la República Dominicana. Se estudia la resistencia a sismos y vientos huracanados de esta estructura de acero galvanizado mediante ensayos e investigaciones previas, donde se determinará si es adecuado para implementarse en el país como solución constructiva a la tipología de viviendas multifamiliares de interés social.

Por último, la finalidad de este trabajo es dar una solución al déficit habitacional de la República Dominicana con la implementación de un sistema constructivo industrializado que se adapte a las condiciones climatológicas y geográficas del país, que ofrezca mayores ventajas que el sistema tradicional, tanto al promotor como al usuario.

## ABSTRACT

The primary object of this work is to present a housing solution that can adapt to the climatic conditions of the Dominican Republic (Caribbean), whose hurricane season rages on the island affecting manufactured housing in an unsuitable location, improvised materials and methods. It aims to give the Dominican market industrialized constructive solution that would reduce execution time and cost without compromising the quality end of them, also that is resistant to hurricane winds and earthquakes. For these reasons, it is analyzed the Steel Frame system.

As an illustration we describe the characteristic features of Steel Frame, whose galvanized steel frame allows any type of enclosure, which has made possible its adaptation to different climatic zones: United States, Canada, Europe, Africa, etc.

We analyze the viability in the implementation of steel frame for affordable housing of the Dominican Republic. It is studied the resistance to seismic and wind of this galvanized steel structure and previous research by testing, which will determine if it is suitable to be implemented in the country as a constructive solution to the multifamily housing typology of social interest.

Lastly, the aim of this paper is to give a solution to the housing shortage in the Dominican Republic with the implementation of an industrialized building system to suit climatic and geographical conditions of the country, which offers greater advantages than the traditional system, to both the promoter and the user.

---

# 1

## INTRODUCCIÓN

**1.1 Introducción General**

**1.2 Objetivos**

**1.3 Metodología**

*"Todo comienzo tiene su encanto". Johann Wolfgang Goethe.*

## 1\_ INTRODUCCIÓN GENERAL

El presente trabajo responde a la necesidad de plantear solución al déficit de vivienda de tipo social que históricamente arrastramos en República Dominicana. En busca de una alternativa, estudiamos el sistema industrializado Steel Frame y la factibilidad para ser utilizado en nuestro país.

Primeramente, abordamos generalidades de la República Dominicana (ubicación, geografía, variedad climática, etc.). Hacemos un recuento de las tormentas y ciclones (historia ciclónica y sísmica desde 1500) que han impactado la isla y causado daños ingentes a la población.

A continuación exponremos la situación de la vivienda social en República Dominicana: historia, evolución, gobiernos y organismos creados por estos para encargarse de la ejecución de programas que cubran el déficit habitacional; además, los diferentes tipos de viviendas construidas con esta finalidad.

Los arquitectos y urbanistas dominicanos Omar Rancier y Ángel Sosa, coinciden en que el problema de la vivienda en República Dominicana no se va a solucionar con las tecnologías tradicionales. Es necesario el uso de tecnología de punta para construcciones masivas que reduzcan los costos de las viviendas y las hagan asequibles a los menos pudientes (Sosa Frías, 2008c). Actualmente se emplea el sistema tradicional en la construcción de viviendas económicas, que no permite llevar a cabo construcciones masivas en poco tiempo.

A partir de la necesidad de emplear sistemas de ejecución rápida hacemos un estudio pormenorizado del sistema Steel Frame: características, empleo, cimentación, paneles, forjados, cerramiento, cubierta etc. Esta técnica de construcción es la que proponemos para la edificación de la vivienda social en la República Dominicana.

Una vez estudiado el sistema Steel Frame con todos sus componentes, presentamos las investigaciones, ensayos, aplicaciones y experimentos que se han hecho en otros países expuestos a sismos y huracanes, y su comportamiento como sistema estructural resistente a cargas laterales.

## **1.1\_ OBJETIVOS**

- Buscar una alternativa al problema habitacional con sistemas estructurales que reduzcan los tiempos y costos de ejecución.
- Estudiar el comportamiento del sistema a utilizar en condiciones climáticas variables de República Dominicana, su exposición a sismos, tormentas y vientos huracanados.
- Considerar la factibilidad de uso de la tecnología Steel Frame, en la construcción de viviendas económicas en República Dominicana

## **1.2\_ METODOLOGÍA**

Expondremos, en primer lugar, la situación actual de la vivienda en República Dominicana y la necesidad de cubrir el déficit habitacional con viviendas de bajo costo – para familias de escasos recursos- y que soporten los embates de la temporada ciclónica.

En segundo lugar, presentaremos las características, del sistema Steel Frame y su resistencia, por los materiales que utiliza, a los sismos y vientos huracanados.

Por último, una vez conocidas las características del Steel Frame, estudiar los ensayos que se han realizado de su comportamiento ante sismos, y ciclones, concluyendo con un análisis de las consideraciones para emplear el sistema Steel Frame en la vivienda social, en la República Dominicana.



---

# 2

## REPÚBLICA DOMINICANA

### 2.1 Generales

### 2.2 Geografía

*“Los problemas que se ponen hoy a la arquitectura son sobre el futuro de nuestras ciudades,  
y el reto es hacerlas más humanas” Santiago Calatrava.*

## 2.1\_ GENERALES



Figura 2.1.1: Localización de la isla. (Google Earth).

La República Dominicana, ocupa dos tercios del este de la isla La Española, que comparte con la República de Haití.

Limita al norte con el Océano Atlántico, al este con el Canal de la Mona, al sur con el Mar Caribe y al oeste con Haití.

Superficie: 48.442 km<sup>2</sup>

Capital: Santo Domingo de Guzmán

Población: 9.445.281 (año 2010)

Densidad: 193.6 hab/km<sup>2</sup>

Idioma oficial: Español

Moneda: Peso Dominicano

## 2.2\_ GEOGRAFÍA

La República Dominicana se encuentra dividida en tres macrorregiones, que a su vez están subdivididas en 10 regiones administrativas (Oficina Nacional de Estadística ONE, 2012).

Las regiones que conforman el país son:

Cibao: formada por las regiones Cibao Norte, Cibao Sur, Cibao Nordeste, y Cibao Noroeste.

Suroeste: compuesta por Valdesia, Enriquillo y El Valle.

Sureste: constituida por las regiones Yuma, Higuamo y Ozama o Metropolitana.

Estas igualmente están conformadas por treinta y dos unidades político-administrativas como provincias, de las cuales 17 son costeras, cinco hacen frontera con la República de Haití y las demás son interiores (Oficina Nacional de Estadística ONE, 2012).

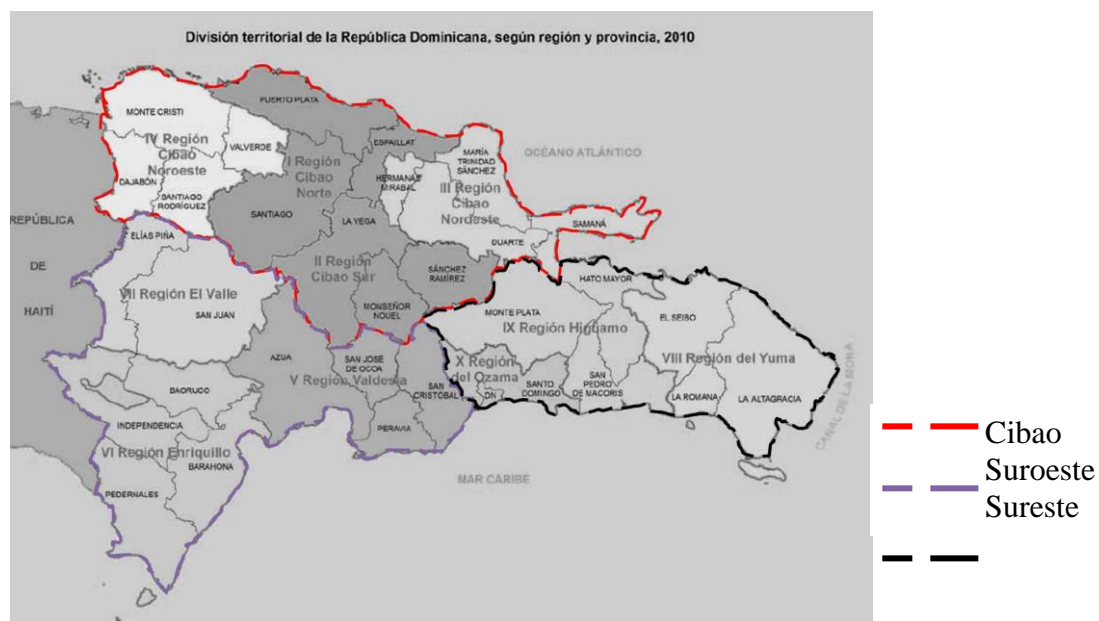


Figura 2.2.1: Mapa división territorial de la República Dominicana. (Oficina Nacional de Estadística ONE, 2012)

### 2.2.1 Clima

#### - Temperatura

La República Dominicana, posee un clima predominantemente tropical con abundantes lluvias. Las temperaturas varían entre 18° y 35° C. La temperatura media anual es de 25° C.

La temperatura más alta, 34° C, se registra en los meses de julio y agosto y la más baja, 19° C, entre diciembre y febrero. En las zonas de mayor altitud la temperatura puede descender considerablemente en invierno, registrándose temperaturas por debajo de 10° C.

#### -Precipitaciones

En el país hay tres temporadas de lluvia. La temporada frontal, que ocurre en los meses de noviembre-abril, temporada convectiva en los meses de mayo-junio y la temporada ciclónica entre los meses de julio-noviembre.

Las precipitaciones están relacionadas con los vientos alisios cargados de humedad sobre el Océano Atlántico. Estos vientos llegan al país por el noreste y afectan principalmente la Cordillera Septentrional, Sierra de Yamasá y la Cordillera Central. Los valores anuales en estas zonas oscilan entre 1.800-2.500 mm (Fundación Global, 2013a).

Las regiones noroeste y suroeste son las zonas de menor precipitación, por lo que atraviesan épocas de sequías. En el noroeste las precipitaciones varían entre 600 y 900 mm, mientras que en el suroeste son de 400 a 700 mm (Fundación Global, 2013a).

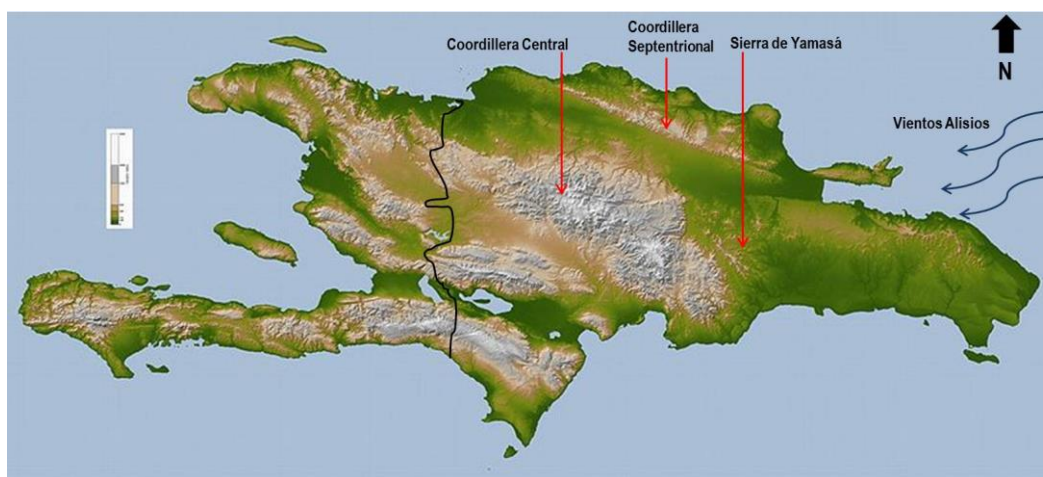


Figura 2.2.2: Sistema montañoso de la República Dominicana. (NASA/JPL/SRTM , 2013).

#### - Clima Tropical

Según la clasificación de Köppen, dentro de la categoría de clima tropical, en el país se presentan:

- Tropical Ecuatorial: caracterizado por lluvias durante todo el año, sin presencia de estación seca, donde la precipitación media mensual supera los 60 mm y es uno de los climas más húmedos.

- Tropical Monzónico: en el mes más seco la precipitación es menor a 60mm. Es característico de África y Asia, pero su presencia se debe a los vientos alisios que provocan lluvias concentradas.
- Tropical Húmedo y Seco: tiene una estación seca definida, que es en invierno. Durante el resto del año llueve con frecuencia principalmente en mayo, agosto, septiembre y octubre.

En la República Dominicana también se presenta otra categoría de clima, el Seco Semiárido-Cálido. Presenta una temperatura media anual superior a 18°C. La precipitación anual es 750 mm o inferior (Rodríguez Lloveras, 2008).

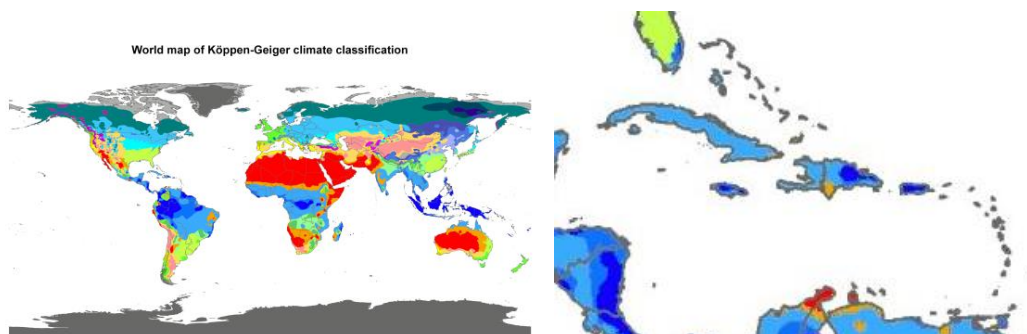


Figura 2.2.3: Clasificación climática de Köppen. (Peel, Finlayson, & McMahon, 2013).

## 2.2.2 Ciclones Tropicales

Un ciclón tropical es un sistema en movimiento de nubes y tormentas que se origina en aguas tropicales o subtropicales con una circulación cerrada de baja presión. Los ciclones tropicales giran en sentido anti-horario en el hemisferio norte.

Dependiendo de su fuerza y localización se clasifican de la siguiente manera (National Weather Service, 2013a):

- Depresión Tropical: ciclón tropical con vientos máximos sostenidos de 61 Km/h
- Tormenta Tropical: ciclón tropical con vientos máximos de 62-117 Km/h
- Huracán: ciclón tropical con vientos máximos entre 118-177 Km/h
- Huracán Mayor: ciclón tropical con vientos de 178 Km/h o más, correspondiente a la categoría 3, 4 o 5 en la escala de huracanes Saffir-Simpson (escala más utilizada para medir la intensidad de los ciclones tropicales).

No obstante, no siempre los daños causados por un ciclón tropical van ligados a su magnitud. Se han dado casos donde un huracán categoría H5 ha causado menos daños que un huracán categoría H3.

La República Dominicana es afectada por el sistema de huracanes del Atlántico. Se encuentra ubicada en una zona, donde se generan o circulan la mayoría de los huracanes, conocida como el pasillo de los huracanes (Rodríguez Lloveras, 2008).

La temporada ciclónica del Atlántico se extiende del 01 de Junio al 30 de noviembre. La cuenca del Atlántico incluye el Golfo de México, el Océano Atlántico y el Mar Caribe.



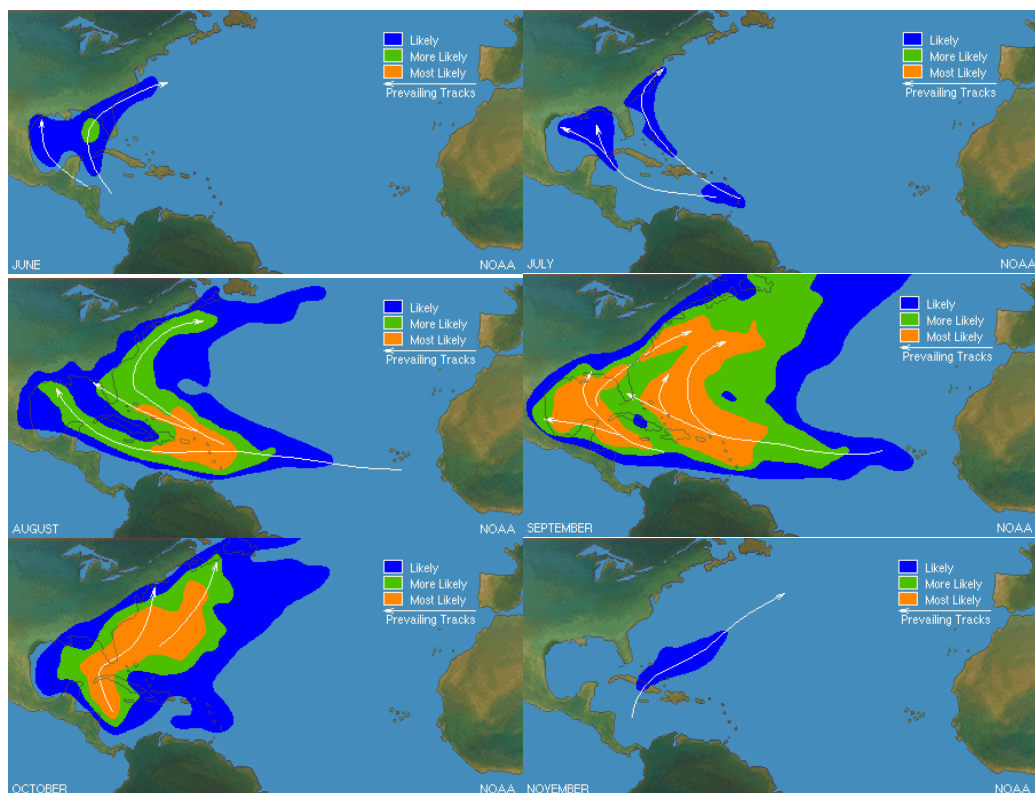
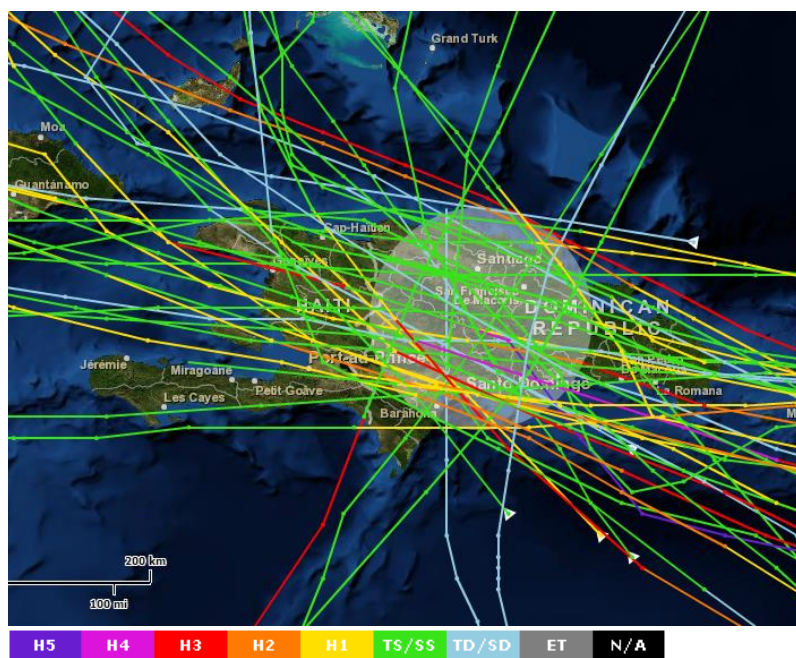


Figura 2.2.4: Probabilidad de paso de huracanes por meses. Azul, probable; verde, más probable; naranja, máxima probabilidad. (National Weather Service, 2013a).

Se tiene conocimiento de huracanes en la isla desde principios del siglo XVI. Existen registros de trayectorias desde 1851 hasta la fecha, pero se consideran más confiables los registros de los últimos tiempos por la aparición de nuevas tecnologías.



Categoría	Cantidad
H5	1
H4	8
H3	14
H2	5
H1	7
Tormenta Tropical	14
Depresión Tropical	2

Figura 2.2.5: Trazado de los ciclones tropicales que han cruzado sobre la isla desde 1851 hasta el 2008. (National Weather Service, 2013b).

A continuación mencionamos algunos de los ciclones tropicales que han dejado mayores pérdidas al país.

#### - Huracán San Zenón

Este huracán pisó suelo dominicano el 02 de septiembre en 1930. Entró por el sureste del país con categoría H4 y permaneció sobre territorio dominicano hasta el 03 de septiembre llegando a alcanzar categoría 5. Causó grandes daños en todos los órdenes.

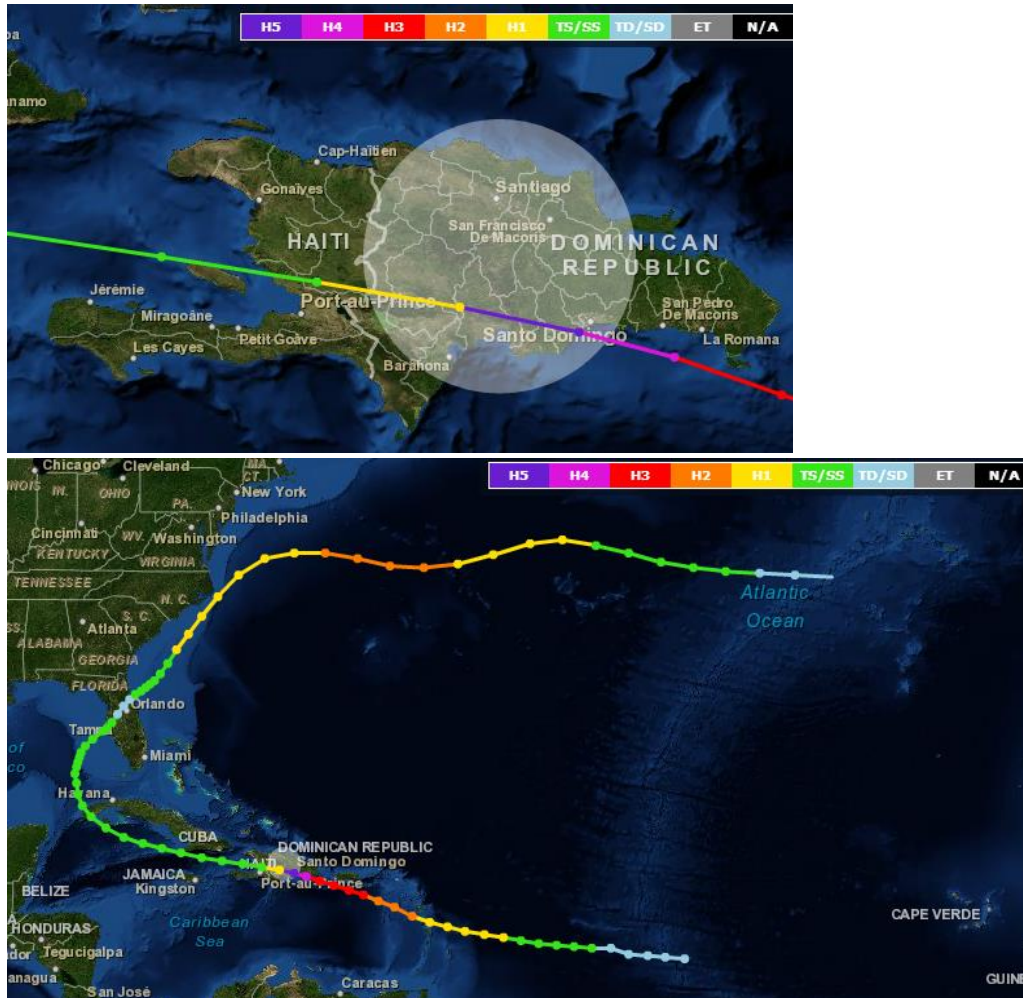


Figura 2.2.6: Trayectoria de Huracán San Zenón. (National Wather Service, 2013c).

San Zenón dejó más de dos mil muertos y veinte mil heridos a su paso por el país, al igual que daños inauditos en infraestructuras, como barrios y parajes totalmente destruidos (ACQ Weather, 2013a). Para esa época existía desconocimiento en la población, por la poca orientación y la falta de organismos. Se estima que hubo precipitaciones de 150 mm por hora en el momento de máxima intensidad y vientos de 248 kilómetros por hora.

- **Huracán David**

Este huracán llegó a tierra dominicana con categoría H5, según la escala Saffir-Simpson, el 31 de agosto de 1979. Es considerado el ciclón más poderoso que ha afectado al país.

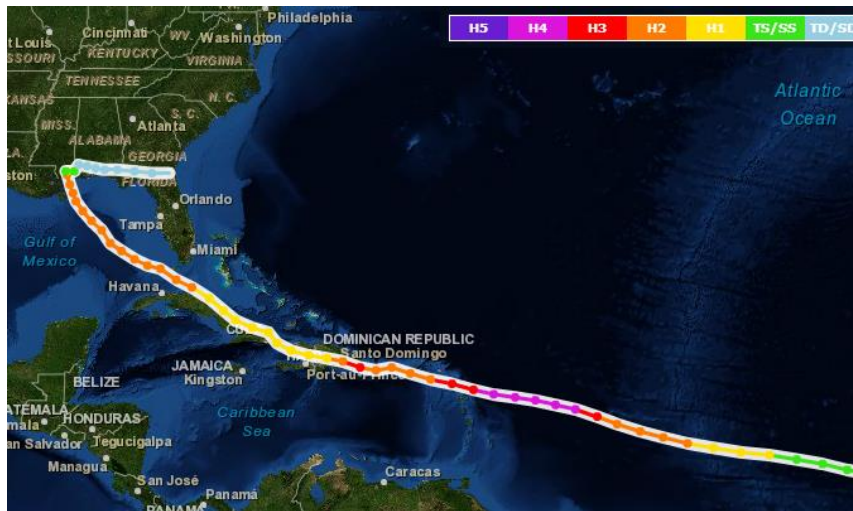


Figura 2.2.7: Trayectoria del Huracán David. (National Wather Service, 2013c).

Sus vientos máximos se estima fueron de 280 kilómetros por hora, la presión mínima medida en el ojo del huracán fue de 924 milibares y la precipitación máxima de 500 mm estimada a través de observación satelital.

La tormenta causó lluvias torrenciales que provocaron inundaciones y desbordamientos de ríos que arrasaron con pueblos y comunidades aisladas. Destruyó en más de un 70% el alumbrado eléctrico y telefónico de las principales ciudades. También ocasionó daños en gran parte del sistema de carreteras, dejando comunidades incomunicadas al derribar puentes y otras estructuras.

El paso del huracán David dejó a la nación en ruinas, con 4 mil muertos, y aproximadamente doscientas mil personas sin hogar.

- **Huracán George**

El 22 de septiembre de 1998, el huracán George entra en la República Dominicana con categoría H3 y vientos de hasta 200 kilómetros por hora. Se estima que provocó precipitaciones máximas de aproximadamente 990 mm (39 pulgadas) en la isla (el Centro Nacional de Huracanes no obtuvo una cantidad oficial).





Figura 2.2.8: Trayectoria del Huracán George. (National Wather Service, 2013c).

Casi 10 horas de continuas lluvias provocaron deslizamientos de tierra y ríos desbordados en todo el país. Los fuertes vientos arrancaron árboles en gran parte del país, dejando las calles llenas de lodo y escombros.

La industria agrícola fue gravemente afectada, dañando alrededor de 190.000 hectáreas de cultivos alimentarios. La República Dominicana tuvo que importar productos alimenticios básicos de la dieta de los dominicanos para compensar las pérdidas.

El país sufrió pérdidas millonarias en el sector eléctrico que quedó severamente dañado. Dejó a la población sin energía eléctrica por varios días después de pasado el ciclón. Además se reportaron 380 muertes y 155.000 personas sin hogar.

#### - Tormenta Noel

Este ciclón llegó a ser categoría H1, pero se trata como tormenta tropical ya que esta fue su categoría al pasar por República Dominicana durante el periodo del 28 al 31 de octubre del 2007.



Figura 2.2.10: Trayectoria de la tormenta Noel. (National Wather Service, 2013c).

Alcanzó vientos sostenidos de casi 64 km por hora, y en la costa suroeste del país se registraron vientos de hasta 111 kilómetros por hora. La precipitación máxima que se tiene registro es de 905 mm.

Las inundaciones afectaron a más de 24.500 hogares, de los cuales 6.000 fueron completamente destruidos. Además, 21 puentes fueron severamente dañados o arrasados por la crecida de los ríos.

El recuento final fue de 85 personas fallecidas, 48 desaparecidos, 74.000 desplazados y cientos de comunidades incomunicadas.

#### - Tormenta Olga

El 11 de diciembre, poco más de un mes después del paso de la tormenta Noel por el país, toca suelo dominicano por la punta este de la isla -Punta Cana- la tormenta tropical Olga. Fue una tormenta fuera de temporada y de corta duración.



Figura 2.2.11: Trayectoria de la Tormenta Olga. (National Wather Service, 2013c).

La presión mínima de Olga fue de 1003 milibares, con vientos sostenidos de 45 km/h, alcanzado su velocidad de viento máximo de 93 kilómetros por hora y su precipitación máxima se sitúa en 380 mm.

La zona de la isla más afectada fue la parte norte; en la cuenca del Río Yaque del Norte se produjeron grandes inundaciones y deslizamientos. La provincia de Santiago sufrió grandes daños debido a que por las lluvias el agua comenzó a rebasar el dique de la Presa de Tavera y las autoridades se vieron obligadas a liberar agua de la presa.

En resumen, Olga dejó 22 personas muertas, 12.000 hogares con daños, de los cuales 370 quedaron completamente destruidos y más de 60.000 personas desplazadas.

En la siguiente tabla, podemos ver un resumen de los ciclones tropicales más trascendentales que han pasado por la isla y la velocidad de sus vientos. A partir de esta tabla, para tener una velocidad de viento como referencia, sacamos la media de 186,4 Km/h.

Ciclón Tropical	Categoría	Vientos máximos
San Zenón	H4	248 Km/h
David	H5	280 Km/h
George	H3	200 Km/h
Noel	Tormenta Tropical	111 Km/h
Olga	Tormenta Tropical	93 Km/h

Este dato coincide con la velocidad de viento de diseño de las Recomendaciones provisionales para el análisis por viento de estructuras (tabla 2.2.2), donde para una edificación residencial de 4 niveles en la zona de mayor velocidad la velocidad de diseño es 180 km/h.

ALTURA (MS)	VELOCIDAD (Km/h)	PRESION (Kg/M <sup>2</sup> )
	ZONA 1	
0-10	180	160
10-30	198	192
30-60	216	224
> 60	238	272
	ZONA 2	
0-10	148	106
10-30	162	128
30-60	176	150
> 60	194	181
	ZONA 3	
0-10	105	53
10-30	115	64
30-60	126	75
> 60	137	90

Tabla 2.2.2 Tabla de la velocidad de viento en función de la altura de la edificación y de la zona en la cual se encuentre ubicada. (Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones, 1980).

### 2.2.3 SISMO

La isla de la Hispaniola, que República Dominicana comparte con Haití, se encuentra ubicada en el borde norte de la Placa del Caribe. Esta es la causante de las fallas que cortan la Isla. La interacción de la Placa de Norteamérica con la Placa del Caribe, especialmente en la zona norte, noreste del país, es la mayor amenaza para para la Rep. Dominicana (Fig. 2.2.12).

Fruto de esta situación, tenemos un gran número de fallas (Fig. 2.2.13) que atraviesan la Isla en todas direcciones, las principales son (COE, 2009):

- En el norte está la falla Septentrional y la de Camu, éstas son fuentes sismogénicas importantes, y la falla La Hispaniola. Además de éstas, existen otras fallas, como la de Hatillo y Bonao, con capacidad de producir eventos menores, pero igualmente podrían ocasionar daños importantes.
- Dentro de la placa del Caribe se encuentran zonas de subducción locales que definen por igual fosas marinas y que están sometidas a grandes esfuerzos. Una de estas zonas, de gran importancia para La Hispaniola, es la Trincher de Los Muertos (Fig. 2.2.13), donde se han producido sismos importantes como el de 1971 de 6.5 grados de magnitud el cual afectó a la ciudad de Santo Domingo y otras ciudades del Este (COE, 2009).

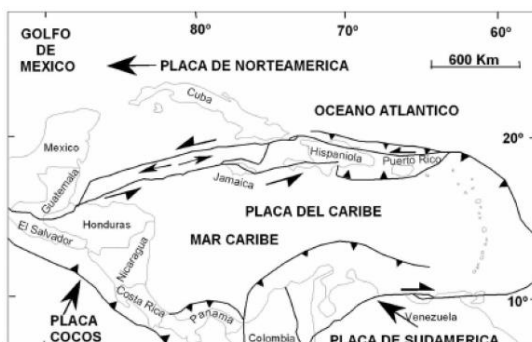


Fig. 2.2.12: Ubicación de las placas tectónicas. (COE, 2009)



Fig. 2.2.13 Fallas sísmicas de la isla. (COE, 2009)

En la configuración morfotectónica actual de la Isla se distinguen cuatro bloques, dados por su localización en el límite norte de la Placa del Caribe, lo que le da características tectónicas especiales. Estos bloques son, de norte a sur:

- Bloque Septentrional
- Bloque Cordillera Oriental-Central Massif de Nord
- Bloque Bahoruco-Selle-La Hotte
- Bloque de Pedernales
- Bloque de la Cordillera Oriental y Península de Samaná

El Bloque Septentrional, está integrado por el Valle del Cibao, la Bahía de Samaná, la Cordillera Septentrional, la Península de Samaná y la costa Atlántica. Aquí es donde se encuentra la mayor actividad geológica de la isla y donde se han producido los sismos “más devastadores” de los últimos 500 años (Tellerías, 2010).

La Falla Septentrional es la mayor estructura en tierra de contacto con las placas de Norteamérica y el Caribe en la República Dominicana. Recorre el norte del país en sentido

noroeste-sureste. Es la Falla más estudiada de La Hispaniola y es considerada como una falla activa (COE, 2009).

#### - **Historia sísmica**

El país, al igual que Haití, ha estado expuesto a movimientos sísmicos a través de toda la historia. Sin embargo, los datos sísmicos que existen son a partir del año 1500, desde los tiempos de la colonia. Los detalles de estos hechos no son muy precisos y la mayoría de los registrados ocurrieron en la parte de la isla perteneciente a Haití.

En la historia sísmica del país se registran terremotos que han sido devastadores. A continuación mencionamos cronológicamente los más relevantes.

Antes hacemos una aclaración sobre las diferentes medidas de un terremoto:

- La escala de intensidad Mercáís Modificada MM se basa en la intensidad de los daños que ocasiona a las infraestructuras y la percepción que produce en las personas. Se asigna un número (romano) del I al XII y es proporcional.
- La escala de Richter está basada en los datos recolectados de las estaciones sismológicas; esta más relacionada a la potencia de las ondas y las vibraciones de la tierra. A diferencia de la escala MM, esta crece potencialmente, o sea, que no es proporcional.

1562

El 2 de diciembre de 1562, ocurre este terremoto de intensidad X en la escala Mercáís Modificada MM. Este acontecimiento destruyó las ciudades de La Vega y Santiago, provocando el cambio de ubicación de estas ciudades a donde se encuentra en la actualidad (COE, 2009).

1615

Este terremoto del 8 de septiembre afectó la ciudad de Santo Domingo, provocando réplicas durante los 42 días siguientes. Su intensidad se estima en IX.

1673

Del 9 de mayo, se estimó su intensidad máxima en IX de la escala MM. Afectó la ciudad de Santo Domingo, provocando la muerte de 24 personas (Tellerías, 2010) y daños en muchas viviendas de la ciudad.

1691

Produjo la destrucción de la ciudad de Azua, y daños en Santo Domingo.

1751

Ocurrido el 18 de octubre, afecta mayormente el sur de la Isla. Es considerado uno de los terremotos más catastróficos de la isla, con réplicas hasta el mes de diciembre y produjo un tsunami (COE, 2009).

1761

Afecta de nuevo la región sur, sobre todo las ciudades de Azua, nuevamente, Neiba, San Juan de la Maguana, La Vega, Santiago y Cotuí.

1842

El 7 de mayo de ese año ocurre uno de los terremotos que más daños ha causado. Afectó principalmente la zona norte, provocando daños en Haití y un tsunami en la costa norte. Se estima que murieron aproximadamente 6.000 personas y su intensidad máxima se sitúa en X de la escala MM (COE, 2009).

1897

Afecta principalmente la zona norcentral del país, con una intensidad máxima de IX en la escala MM. Provoca daños en Altamira, Navarrete, Santiago de los Caballeros y Puerto Plata principalmente. En la ciudad de Santo Domingo afectó seriamente la Catedral y el Palacio Nacional (Tellerías, 2010).

1911

El 6 de octubre ocurre un terremoto de 7,1 en la escala de Richter en la Cordillera Central. Ocasiona considerables daños en la zona.

1946

Este sismo de magnitud 8,1 en la escala de Richter ocurrió el 4 de agosto en el nordeste del país produciendo daños en todo el territorio. Causó un tsunami en la provincia de Nagua, que borró la población pesquera de Matancitas. Este fue uno de los sismos más catastróficos del siglo XX.

1962

De magnitud 6,5 produjo grandes daños en el sur del país: San Cristóbal, Santo Domingo, Azua, Bani, San José de Ocoa, entre otros.

1984

Este terremoto fue de magnitud 6,7 sintiéndose en la isla completa. Causa daños en la región este principalmente: Santo Domingo, La Romana, Higüey, Bayaguana.

2003

En septiembre de ese año un sismo de 6,4 en la escala de Richter. Ocurrió en el norte del país, Puerto Plata, causando derrumbes, daños en viviendas. En San Francisco de Macorís fallecieron 2 personas y resultaron heridas un centenar de personas.

2010

Este terremoto tuvo su epicentro a 15 km de la capital de Haití, de magnitud 7,0 en la escala de Richter y registró muchas réplicas. Se sintió en República Dominicana, Jamaica y Cuba. En la República Dominicana no hubo pérdidas significantes, sin embargo en Haití produjo 222,000 muertes, 25,000 heridos y cientos de miles de personas perdieron sus hogares.



## - Peligrosidad Sísmica

De acuerdo a la historia de eventos sísmicos se puede deducir el periodo de ocurrencia de terremotos devastadores es de 50 años aproximadamente ( $\pm 10$  años). Así mismo la actividad sísmica esta mayormente focalizada en la zona norte de la isla, lo que es notable en las curvas de isoaceleración de los mapas que se presentarán a continuación.

La República Dominicana está dividida en dos zonas sísmicas de acuerdo a sus niveles de aceleración sísmica espectral  $S_s$  para un periodo de retorno de 2,475 años con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años: zona I, de alta sismicidad y zona II de mediana sismicidad (Dirección General de Reglamentos y Sistemas, 2011).



Figura 2.2.14: Zonificación sísmica de la República Dominicana. (Dirección General de Reglamentos y Sistemas, 2011).

- Zona I de alta sismicidad: abarca las provincias donde  $S_s$  sea mayor a 0,95 g
- Zona II, mediana sismicidad: abarca las provincias donde  $S_s$  sea menor o igual a 0,95 g.

De acuerdo a estos datos en la siguiente tabla se determinan los valores de la aceleración espectral para periodos cortos ( $S_s$ ) y periodos largos ( $S_1$ ) según el reglamento de diseño sísmico de la República Dominicana (Dirección General de Reglamentos y Sistemas, 2011).

Zona	$S_s$	$S_1$
I	1,55 g	0,75 g
II	0,95 g	0,55 g

Tabla 2.2.3: Zonificación sísmica. Valores  $S_s$  y  $S_1$ . (Dirección General de Reglamentos y Sistemas, 2011).

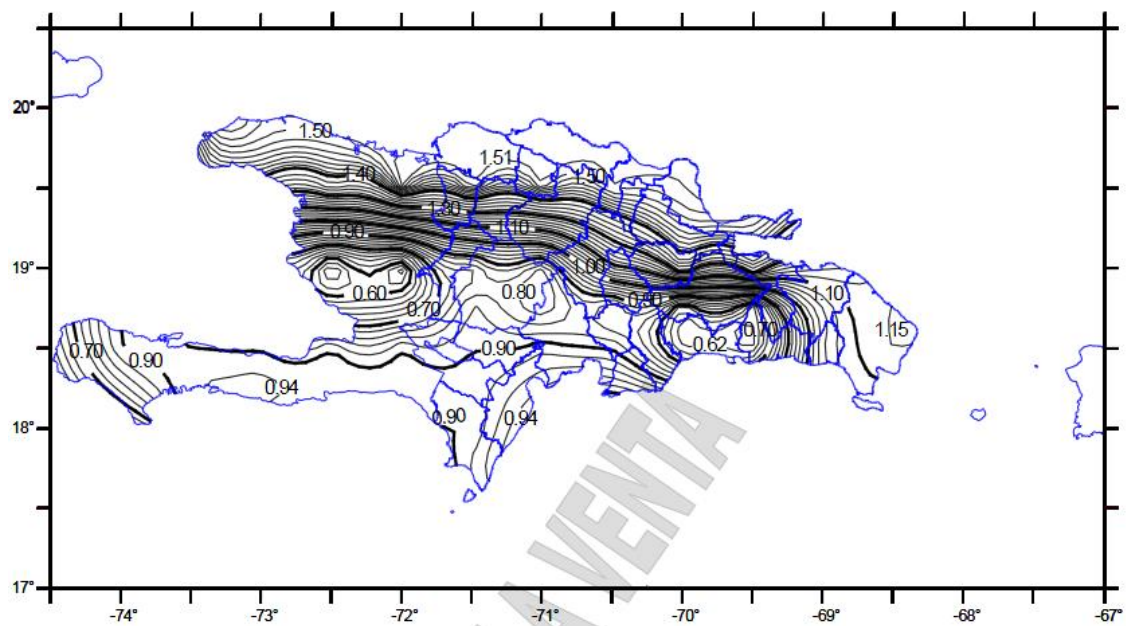


Figura 2.2.15: Mapa de isoaceleraciones espectrales  $S_s$  para un 2% de excedencia en 50 años. (Dirección General de Reglamentos y Sistemas, 2011).

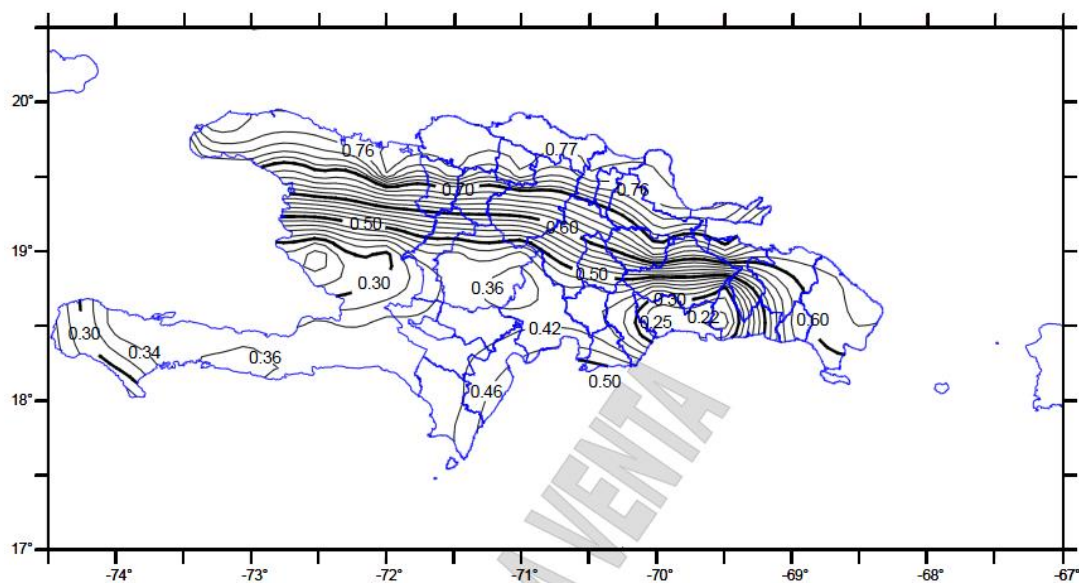


Figura 2.2.15: Mapa de isoaceleraciones espectrales  $S_1$  para un 2% de excedencia en 50 años. (Dirección General de Reglamentos y Sistemas, 2011).



En el diseño sísmico otro de los parámetros importantes que se toman en cuenta es el de las propiedades del terreno. El reglamento de diseño sísmico dominicano clasifica los suelos según la siguiente tabla.

<b>Clasificación del suelo</b>	<b>Descripción</b>
<b>A</b>	Roca fuerte
<b>B</b>	Roca
<b>C</b>	Suelo muy denso y roca blanda
<b>D</b>	Suelo Rígido
<b>E</b>	Suelo Blanco. Además, se considerará un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3 mts. con las siguientes características: 1. Índice de Plasticidad (a) $PI > 20$ . 2. Contenido de Humedad (b), $w \geq 40\%$ . 3. Resistencia al Cortante sin drenar (c), $S_u < 0.2 \text{ Kg/cm}^2$
<b>F</b>	Cualquier suelo que tenga alguna de las siguientes características: 1. Suelos que podrían sufrir licuefacción durante sismo fuerte. 2. "Turbas" y/o arcillas con una gran cantidad de material orgánico, con más de 3 mts. de espesor. 3. Arcillas con un índice de plasticidad $> 75$ y un espesor mayor o igual a 7.5 m. 4. Arcillas blandas con un espesor mayor o igual a 35.0 m y $S_u \leq 0.50 \text{ Kg/cm}^2$

*Tabla 2.2.4: Clasificación de los suelos. (Dirección General de Reglamentos y Sistemas, 2011).*

En la República Dominicana toda edificación debe ser ejecutada de acuerdo al Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras del 2011, donde se establecen los requisitos mínimos de diseño para todas las estructuras que se vayan a construir en el país y así garantizar la seguridad de los ciudadanos si ocurriera un evento de esta índole.

---

# 3

## LA VIVIENDA SOCIAL EN LA REPÚBLICA DOMINICANA

- 3.1 Historia y evolución de la vivienda social en la República Dominicana
- 3.2 Organismos que actúan en la vivienda social
- 3.3 Déficit Habitacional
- 3.4 Tipologías del INVI

*“Toda persona tiene derecho a un nivel de vida adecuado que le asegure, así como a su familia, la salud y el bienestar, y en especial la alimentación, el vestido, la vivienda, la asistencia médica y los servicios sociales necesarios...” (Art. 25. Declaración universal de derechos humanos, ONU, 1948).*

### **3.\_ LA VIVIENDA SOCIAL EN REPÚBLICA DOMINICANA**

Vivienda de interés social es un concepto utilizado para describir el hábitat de un gran porcentaje de la población dominicana con insuficiente capacidad de compra debido a sus bajos ingresos. Estas familias tampoco tienen acceso a créditos o financiamientos de la banca nacional. El Estado tiene la responsabilidad de cubrir la demanda habitacional de la población que no tiene acceso al mercado privado.

#### **3.1\_ HISTORIA Y EVOLUCIÓN DE LA VIVIENDA SOCIAL EN LA R. D.**

##### **1930-1961\_ Era de Trujillo**

La destrucción de la ciudad de Santo Domingo por el paso del ciclón San Zenón en 1930 abre las puertas a una transformación urbana de la ciudad. En ese momento el país es gobernado por el caudillo Rafael Leónidas Trujillo, quién inició grandes inversiones en la urbe. Comienza entonces a surgir una preocupación por la planificación de la ciudad que veía crecer su población a gran velocidad (Brea, et al. 2006).

Trujillo desarrolla una campaña para que las familias de clase baja adquieran viviendas propias (Bala, 2013) y surgen las primeras promociones de vivienda social fomentadas por el Estado Dominicano (Brea, et al. 2006).

Ensanche Mejoramiento Social, a mediados de 1940, fue el primer proyecto de viviendas construido por R. Trujillo. Consistía en viviendas entre 45 y 65 mts<sup>2</sup>, distribuidas en sala-comedor, cocina, dos dormitorios y un baño. Fueron construidas con paredes de mampostería de piedra (30 cm de espesor), tabiques de ladrillo hueco, techo de hormigón y pisos de cemento (Fundación Global, 2013b).

Más tarde, en 1944, realizado por el mismo arquitecto del Ensanche Mejoramiento Social, Henry Gazón, se construyó el Barrio Obrero y en 1945 el Barrio María Auxiliadora, con características similares.

En 1957 se iniciaron los trabajos para la construcción de 10 viviendas en el nuevo Ensanche Julia Molina, diseñado por el Ingeniero Arquitecto Rafael Tomás Hernández, que pasó a llamarse Ensanche Luperón tras el fallecimiento del tirano.

En este momento se construían viviendas en el Barrio Benefactor, La Fé, Villas Agrícola, Villa Duarte, Villa Consuelo, La Fuente, Agua Dulce, La Caridad, entre otros. Estas viviendas se techaban con asbesto cemento las de dos dormitorios y se utilizaba hormigón armado cuando la vivienda era de tres dormitorios. Las viviendas eran financiadas a los obreros por el Banco de Crédito Agrícola, a éstos se les fijaba una mensualidad que tenían que pagar por 15 o 20 años, financiadas por el Banco de Crédito Agrícola e Industrial de la República Dominicana. Las viviendas estaban valoradas en más de cuatro mil pesos dominicanos de la época (Bala, 2013). (Valga la aclaración que para esa fecha el peso dominicano era equivalente al dólar americano).

Después de la muerte de Trujillo comenzó la invasión de terrenos al Ensanche Luperón (antiguo Julia Molina) realizándose construcciones de diversa índole, y el diseño original de viviendas que había sido creado para la urbanización Julia Molina cambió (Bala, 2013).

### **1961-1966\_ Transición**

Tras la caída del régimen trujillista, y la necesaria apertura democrática en transición, la ciudad de Santo Domingo se fortalecía como centro político y administrativo, provocando que los sectores rurales iniciaran una masiva inmigración del campo a la ciudad (Brea, et al. 2006).

El sector privado, que no existía durante la Era de Trujillo, resurge entre dudas e indefiniciones por la inestabilidad política nacional. Así, empiezan a aparecer proyectos habitacionales, al oeste de la ciudad, del sector privado como Los Prados, Ensanche Paraíso; y en la parte oriental de Santo Domingo empiezan a crearse barrios improvisados como Alma Rosa y Ensanche Isabelita y otros marginados como Maquetaría, Vietnam, El Faro, Katanga (Fundación Global, 2013b).

Mediante la Ley No.5574 de julio del 1961, se crea el Instituto de Auxilio y Vivienda, con la finalidad de realizar obras y servicios de mejoramiento social. Este organismo es una transformación de lo que anteriormente se llamaba Compañía de Seguros, Auxilios y Viviendas, CxA, mejor conocido como SAVICA (INAVI, 2013).

Este instituto continúa manejando los contratos de las viviendas que se construyeron en distintos sectores durante la etapa de 1930-1961 por Rafael Leónidas Trujillo.

Durante este período el país pasó por grandes cambios sociales y políticos. La construcción en general no tuvo mucha trascendencia y las obras iniciadas durante el mandato de Trujillo quedaban en el olvido. La ciudad empieza a cambiar y a expandirse, sin organización ni planificación en la mayoría de los casos. Sin embargo, las construcciones en el sector privado tuvieron su impulso.

### **1966-1978\_ 12 años de gobierno del Dr. Joaquín Balaguer**

Durante este gobierno la inversión en construcción de infraestructuras era una prioridad del Estado. Se caracterizó por incentivar los programas de construcción de obras, que incluía viviendas de interés social.

Comenzó un agresivo programa de construcción de viviendas de inversión pública por todo el país. Y para motivar también la inversión privada, desarrolló y fortaleció el sistema de ahorros y préstamos creando en el año 1962 el Banco Nacional de la Vivienda (BNV), que se convertiría en la vía de financiamiento a la vivienda (Bisonó, 2006).

Con estas medidas dinamizó el sector inmobiliario del país. Se empiezan a construir, en el sector privado, edificios habitacionales multifamiliares como los Jardines del Embajador (1976) en el entorno de la Ave. Sarasota. En esta época el hormigón tiene mucho auge y es utilizado masivamente por los arquitectos dominicanos (Fundación Global, 2013c).

## **1978-1986\_ Gobiernos del Partido Revolucionario Dominicano**

Durante este periodo, el país estuvo gobernado por Antonio Guzmán (1978-1982) y Salvador Jorge Blanco (1982-1986). Ambos pertenecientes al Partido Revolucionario Dominicano (PRD). Durante esos gobiernos la inversión pública se enfocó en el sector agropecuario básicamente, disminuyendo la inversión en el área de la construcción.

A principios de los años 80 los gastos del gobierno se habían incrementado al igual que la deuda externa -sumado a esto los daños causados por los huracanes David y Federico- por lo que el país atravesaba una gran crisis.

En el tema habitacional, Antonio Guzmán inició la construcción de un proyecto habitacional denominado Invivienda Santo Domingo ubicado en el margen oriental del Río Ozama (hoy Santo Domingo Este). Este proyecto estuvo inicialmente a cargo del INVI, hasta que en 1984 Jorge Blanco lo traspasa a la Oficina Coordinadora y Fiscalizadora de Obras del Estado, para su terminación lo que no fue posible debido a la crisis imperante, y a la firma del Estado con el Fondo Monetario Internacional (Méndez, 2013).

Invivienda fue un proyecto ambicioso. En el terreno de 120.40 hectáreas se construirían bloques de viviendas individuales y dúplex de dos, tres y cuatro plantas. El proyecto tenía 5,558 apartamentos, 76 casas dúplex y 241 viviendas unifamiliares, para un total de 5,875 viviendas con áreas verdes, canchas deportivas, aparcamientos y zona comercial (Méndez, 2013).

## **1986-1996\_ Joaquín Balaguer**

Con Joaquín Balaguer de nuevo en el gobierno, y gracias a las reclamaciones de los adquirentes de viviendas, se vuelve a traspasar el proyecto Invivienda Santo Domingo al Instituto Nacional de la Vivienda (INVI), y se reinicia el proyecto (1988).

El gobierno balaguerista vuelve a adoptar su política de construcción pública para reactivar la economía. Se iniciaron varios proyectos multifamiliares en Villa Juana y en los alrededores de las nuevas avenidas México y Quinto Centenario. Para la realización de estas obras se trasladaron las casas de familias que se encontraban en la zona.

Otro proyecto fue la prolongación de la avenida José Contreras y la construcción alrededor de ella de varios bloques de edificios para empleados públicos y personas de bajos recursos económicos. En los Ríos, Ensanche la Fe, y otros sectores marginados se hicieron iguales edificaciones de apartamentos de 4 niveles (Fundación Global, 2013c).

Por la dinámica que imperaba en la construcción y en grandes proyectos viales hubo que desalojar familias y barrios establecidos. Para reubicarlos el Presidente construye en 1992, en tres (3) etapas, el proyecto habitacional Ciudad El Almirante en Santo Domingo Este con fondos de la Comunidad Europea, principalmente de España.

En la etapa inicial se construyeron viviendas dúplex y un área comercial. En su segunda y tercera etapa fueron construidos edificios de dos plantas de 200 m<sup>2</sup> aproximadamente para 4 apartamentos, con área comercial, en una superficie de 50,000 m<sup>2</sup>, (Benjamín, 2013).

## **1996-2000\_ Gobierno de Leonel Fernández**

La ciudad de Santo Domingo había tenido tendencia al crecimiento horizontal, hacia afuera, hasta que el Ayuntamiento del Distrito, en 1998, aprueba cambios en la reglamentación sobre densidad, altura y áreas permitidas de la construcción de edificios en el Polígono Central de la ciudad.

Con estas medidas, la construcción de torres habitacionales empieza a desplazar a las viviendas unifamiliares. El crecimiento del sector inmobiliario empieza a crecer aceleradamente, no solamente en edificios de viviendas, sino plazas y locales comerciales. La imagen de la ciudad cambia hacia adentro producto de este crecimiento vertical (Fundación Global, 2013d).

## **2000-2004\_ Gobierno de Hipólito Mejía**

Durante este periodo se redujo la inversión pública en construcción casi un 70%. Sin embargo, por la celebración de los XIV Juegos Panamericanos en el país, se construyó la Villa Panamericana.

Dicho complejo, ubicado en Santo Domingo Este, consta de 720 apartamentos en varios bloques de 3 niveles y área comercial. Inicialmente fueron construidos para alojar a los deportistas extranjeros y nacionales que competían en las diferentes áreas.

## **2004-Actualidad**

Gobierno de Leonel Fernández (2004- 2012). Durante este periodo el INVI llevó a cabo decenas de proyectos habitacionales con su Plan Estratégico de la Vivienda 2004-2008 y 2008-2012, del que hablaremos más adelante.

Gobierno de Danilo Medina (2012- ). Con el apoyo del sector privado y la nueva Ley 189-11 sobre el desarrollo del mercado hipotecario y el fideicomiso en la República Dominicana se incentiva la política habitacional para ciudadanos de bajo recursos.

Hay varios proyectos habitacionales grandes que serán realizados con fondos privados, financiamiento de la banca y emisiones públicas. Uno de ellos es “Ciudad Juan Bosch” con 35,000 viviendas a construir en siete (7) años (Acosta, 2013).

Otro proyecto ya en ejecución es Michelle Marie, en el km. 14 de la Autopista Duarte, con 96 apartamentos de 95 m<sup>2</sup> cada uno ubicados en 12 edificios de 8 unidades. Es el primer proyecto de vivienda económica desarrollado con el mecanismo de fideicomiso. El costo por vivienda será de 2,2 millones de pesos dominicanos (actualmente 1 dólar americano equivale a 42 pesos dominicanos). Los adquirentes recibirán un bono de reembolso del ITBIS (Impuesto a la Transferencia de Bienes Industrializados y Servicios) del Estado como parte del fideicomiso (ACOPROVI, 2013).

### **3.2\_ ORGANISMOS QUE ACTÚAN EN LA VIVIENDA SOCIAL**

La República Dominicana posee diversas instituciones gubernamentales y no gubernamentales, que se encargan de apoyar a las personas de clase baja en la adquisición de vivienda propia, pero los resultados son muy reducidos en comparación con los presupuestos que manejan esas entidades.

De las instituciones gubernamentales están el Instituto Nacional de la Vivienda (INVI) y el Instituto Nacional de Auxilios y Viviendas (INAVI), la Administración General de Bienes Nacionales y el Banco Nacional de Fomento a la Vivienda y la Producción (BNV).

El Plan Social de la Presidencia también realiza algunas labores de reparación de casas en zonas de bajos ingresos, mientras que la Secretaría de Estado de Obras Públicas y la Oficina de Ingenieros Supervisores de Obras del Estado son entidades también relacionadas con la construcción de viviendas, aunque no directamente (Delgado, 2009).

Cabe destacar que el país no posee un Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos. En el seminario para la formulación de una política de vivienda, organizado en 1996 por el INVI y el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD) se conoció la importancia de la creación de este ministerio. La Asociación Dominicana de Constructores y Promotores de Viviendas (ACOPROVI) también mantiene la petición de que en el país se cree este Ministerio, para unificar a todas las entidades relacionadas con la política habitacional estatal. Y aunque se ha depositado en el Senado de la República un proyecto de ley para la creación de este nuevo ministerio, esta propuesta no ha avanzado.

- INVI: Instituto Nacional de la Vivienda

Fue creado el 10 de mayo 1962 mediante la Ley No. 5892. Es una institución autónoma que se rige por esta ley. Busca soluciones al déficit habitacional en el país, construye y facilita la adquisición de viviendas a personas de bajos recursos (INVI, 2013a).

Las funciones principales del INVI son (INVI, 2013a):

- Formular la política, planes y programas nacionales para el sector vivienda en conjunto con la Oficina Nacional de Planificación (ONAPLAN).
- Tener a su cargo la producción de viviendas del sector público destinadas a familias pertenecientes a grupos de menores recursos.
- Promover y fomentar la contribución del sector privado a la producción de vivienda de bajo costo.
- Asistir y orientar a personas con interés de resolver sus necesidades habitacionales, especialmente a los grupos organizados.
- Señalar al Poder Ejecutivo la necesidad de expropiación para obtener los terrenos destinados al desarrollo de programas contenidos en los planes nacionales de vivienda.

- INAVI: Instituto de Auxilios y Viviendas

Esta institución nace gracias a las iniciativas de los jefes de Estado de la República Dominicana, a lo largo del tiempo. En la década de los años 60, tuvo lugar la transformación de la anteriormente llamada “Compañía de Seguros, Auxilios y Viviendas, C por A” (SAVICA). En julio del año 1961 se crea mediante la Ley No.5574, el Instituto de Auxilios y Viviendas (INAVI, 2013).

INAVI es una institución pública descentralizada de carácter autónomo cuya finalidad es realizar obras y servicios de mejoramiento social en la República Dominicana en beneficio de los empleados públicos, y conceder préstamos, construir o hacer construir viviendas económicas, dando todo tipo de auxilios a personas de pocos recursos económicos, entre otras obras de bien social.

En 1966 queda a cargo del INAVI el Seguro de vida, cesantía e invalidez, quienes establecerán las cuotas y su extensión en aplicación obligatoria a todas las Instituciones Autónomas del Estado (INAVI, 2013).

A través de los años, esta institución ha construido proyectos habitacionales de importancia en varias provincias y pueblos del país. Además, edificaciones para brindar servicios funerarios a empleados estatales y público en general.

- BNV: Banco Nacional de Fomento a la Vivienda y la Producción

Fue creado el 12 de mayo del año 1962 mediante Ley no. 5894, con personalidad jurídica y administración autónoma y poder para establecer sus propios reglamentos y estatutos. Surge como resultado de la intención del Estado por crear instituciones que tengan como finalidad el desarrollo de programas de financiamiento y construcción de nuevas viviendas en el país, que ayuden a disminuir el déficit habitacional, que en ese año era uno de los más elevados de América Latina (BNV, 2013).

Dentro de sus funciones están (BNV, 2013):

- Promover y financiar la construcción, adquisición y mejoramiento de edificaciones para uso residencial, comercial e institucional; y el desarrollo urbanístico de terrenos para fines habitacionales.
- Participar en el diseño y ejecución de la política financiera-habitacional del Estado. Ser la entidad que custodia los fondos creados por el Estado para el subsidio de viviendas.
- Brindar el servicio de cobertura del Seguro de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA) a todas las entidades de intermediación financiera que concedan préstamos hipotecarios para la vivienda.



### 3.3\_ DÉFICIT HABITACIONAL

Si analizamos los datos habitacionales de la República Dominicana, podremos tener una idea de la importancia, para el desarrollo del país, de una política habitacional eficiente.

El déficit habitacional (cualitativo y cuantitativo) se refiere a la cantidad de hogares sin vivienda propia y adecuada para desempeñar una vida digna.

El déficit habitacional cualitativo es las condiciones en que se encuentra una vivienda. Se toman en cuenta algunos criterios para determinar si la edificación está en un estado adecuado para ser habitable o si necesitan ser mejoradas, ampliadas o sustituidas: materiales empleados en la estructura (resistente y perdurable), y si poseen servicios básicos para la cantidad de familias que coexisten en la misma vivienda.

El déficit cuantitativo es la cantidad de viviendas adicionales necesarias para que cada hogar o familia tenga una vivienda apropiada: relación igualitaria entre el número de hogares y el número de viviendas existentes.

La Oficina Nacional de Estadística (ONE) es la institución responsable de recolectar y publicar la información referente a las condiciones de la población y los Censos Nacionales. En el IX Censo Nacional de Población y Vivienda 2010 están recopilados los últimos datos estadísticos sobre vivienda.

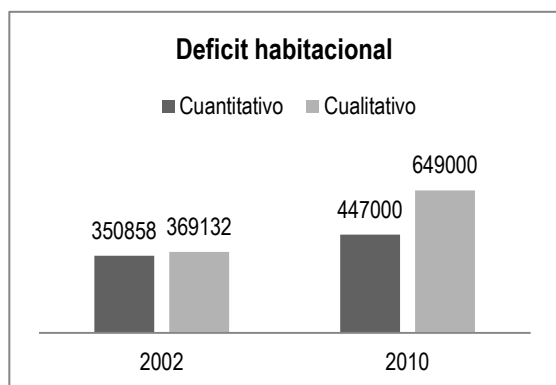


Gráfico 3.3.1: Incremento del déficit habitacional entre 2002 y 2010. (del autor).

En el Programa Estratégico para el Sector Vivienda Período 2004-2008, el INVI planteó, con los datos obtenidos en el VIII Censo del año 2002, que el déficit ascendía a 719.990 viviendas. Con un déficit cualitativo de 369.132 viviendas, las cuales tienen problemas en su estructura y ameritan ser sustituidas, y el resto, 350.858, por las familias que comparten una vivienda con otra familia.

En el 2010, según la Oficina de Desarrollo Humano, del Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, se estima que el déficit habitacional del país es de 1.096.000 viviendas, de las cuales alrededor de 447.000 corresponden a nuevas viviendas y 649.000 requieren mejoras. Cada año incrementa en 20.000 viviendas el déficit habitacional, de las cuales 5.000 son demandas de nuevas viviendas y 15.000 con necesidad de mejoras (Severino, 2011).

Al último Censo del 2010, en el país existían 3.077.353 viviendas. De esa cantidad 2.278.246 están en zonas urbanas y 799.107 en las zonas rurales.

De la totalidad de viviendas particulares, 2.385.779 son casas individuales y 333.971 son apartamentos. Mientras que 204.396 son piezas de cuarterías o parte atrás; 22.915 familias viven en barrancones y 69.670 familias que tienen que vivir junto a sus negocios.

Dentro de las viviendas ubicadas en zonas urbanas, 1.660.717 son casas independientes y 320.384 apartamentos. 184.285 son piezas de cuartería o parte atrás; 8.657 son barrancones y 55.923 viviendas compartidas con negocios.

De las viviendas en zona rural, 725.062 son casas independientes; 13.584 apartamentos; 20.111 barrancones y 13.747 viviendas compartidas con negocios.

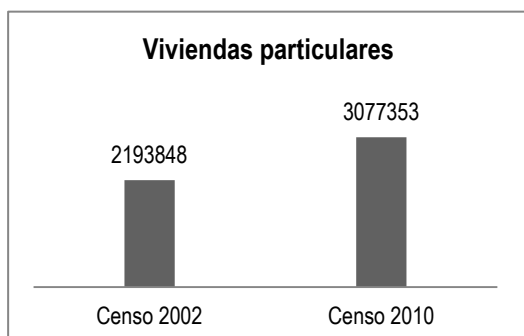


Gráfico 3.3.1: Cantidadde viviendas particulares según los Censos de 2002 y 2010. (del autor).

### 3.4\_ PROGRAMAS ESTRATÉGICOS

El Instituto Nacional de la Vivienda (INVI) posee un Plan para la vivienda. Los objetivos y metas de este programa van acorde con los Objetivos Generales del Milenio, iniciativa de la Organización de las Naciones Unidas.

Los Objetivos Generales del Milenio son las metas que el mundo ha fijado para luchar por la pobreza en sus diferentes ámbitos: **falta de vivienda adecuada**, hambre, enfermedad, pobreza de ingresos y sostenibilidad ambiental.

El plan estratégico de la institución se define a través de unas Líneas Programáticas y Programas. Los lineamientos estratégicos que constituyen la base para definir los planes, objetivos y metas a ser ejecutados en los programas de viviendas dirigidos a disminuir el déficit cuantitativo y cualitativo que afecta al país son:

- Viviendas nuevas

Este programa se fundamenta en la producción de viviendas nuevas para sectores de ingresos bajos y medio-bajo. Está dirigido a enfrentar el déficit cuantitativo de la Nación.

- Mejoramiento de viviendas

Consiste en mejoras o reconstrucciones en elementos de la vivienda que se encuentren en malas condiciones o que no existan: techo, paredes, pisos, puertas y ventanas. Este plan contempla una nueva construcción de la vivienda en el mismo lugar donde se encontraba originalmente.

Dentro de este programa se ejecuta el “cambio de piso de tierra por piso de cemento”, una iniciativa del Estado, que ha tenido gran éxito en la población, para mejorar la calidad de las miles de viviendas dominicanas con pisos de tierra. También se plantea la construcción de una habitación anexa a la vivienda construida con materiales de calidad, para que la familia se pueda refugiar en esta pieza en caso del paso de un fenómeno atmosférico que ponga en peligro la estabilidad de su precaria vivienda (*figura 3.4.1*).



*Figura 3.4.1 Habitación refugio. (INVI, 2013b).*

- Programa de subsidio habitacional

Es un Bono que el Estado dominicano entrega a las familias de bajos ingresos para que éstos puedan completar el inicial de su vivienda, construida y financiada por el sector privado (Instituto Nacional de la Vivienda, 2009).

Las metas del INVI con este Plan Estratégico son:

- construir 20.000 viviendas nuevas,
- ejecutar 103.000 mejoras a elementos de las viviendas,
- cambiar 104.000 pisos de tierra por cemento
- coordinar junto al Gobierno Central la entrega de Bonos Vivienda.

En total, el Instituto Nacional de la Vivienda pretende, para el periodo 2008-20012, aportar 227.000 unidades habitacionales adecuadas.

En el periodo 2004-2008, con el Programa de Vivienda Nueva, se terminaron 40 proyectos habitacionales en diferentes provincias del país, para un total de 3.704 nuevas viviendas y otras 4.556 en ejecución repartidas en 16 proyectos habitacionales.

Con el Plan de Mejoramiento y Reconstrucción de Viviendas se realizaron 133.592 intervenciones a nivel nacional (INVI, 2013a).

### 3.5\_ TIPOLOGÍAS

El INVI, desarrolla unidades habitacionales que tienen un costo entre \$300.000 y \$1.500.000 pesos dominicanos con un financiamiento de 40% y un 100% por parte del Estado. (Abreu, 2013).

Estas tipologías son:

- Tipo H

Edificio de cuatro niveles con 24 apartamentos de 3 dormitorios con sala, comedor, cocina, área de lavado y un baño: 6 viviendas por planta con 49.82 mts<sup>2</sup> cada una.

Algunos tienen la variante de una área comercial (figura 3.5.1) adosada al edificio. En este caso tiene 4 apartamentos por planta, 16 viviendas en total (Abreu, 2013).

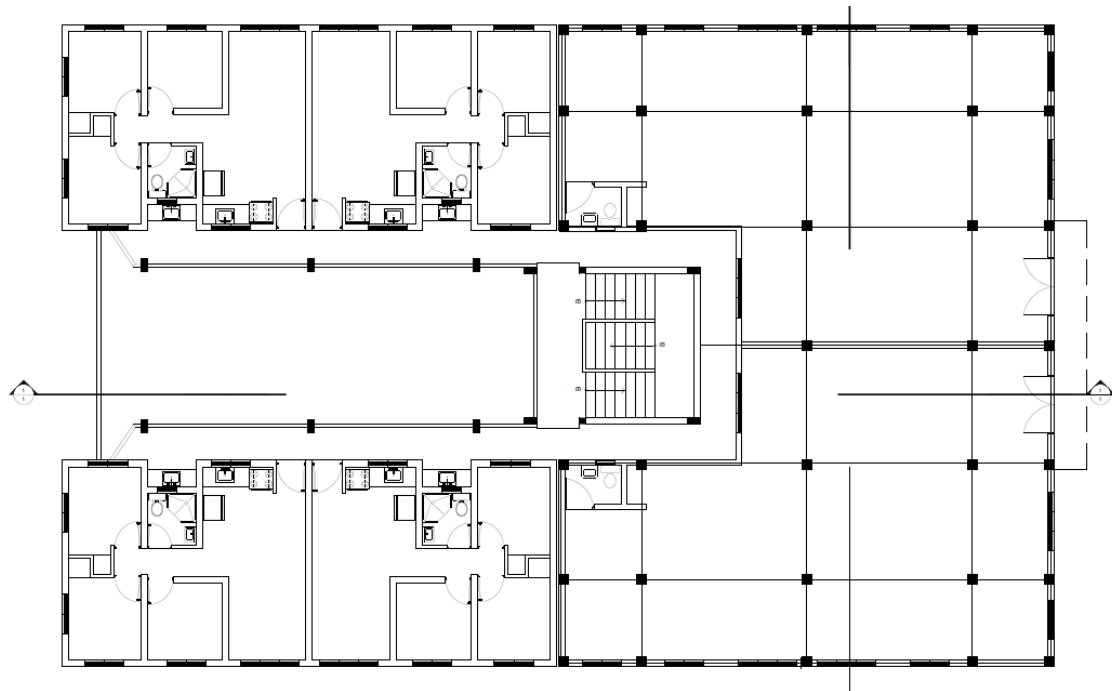


Figura 3.5.1: Planta tipo de vivienda y locales comerciales de la tipología H. (Abreu, 2013).

- Tipo Invienda

Edificio de cuatro niveles con 16 apartamentos de 3 dormitorios con sala-comedor, cocina, área de lavado, un baño: 4 viviendas por planta con 80.77 mts<sup>2</sup> cada una. (Abreu, 2013).

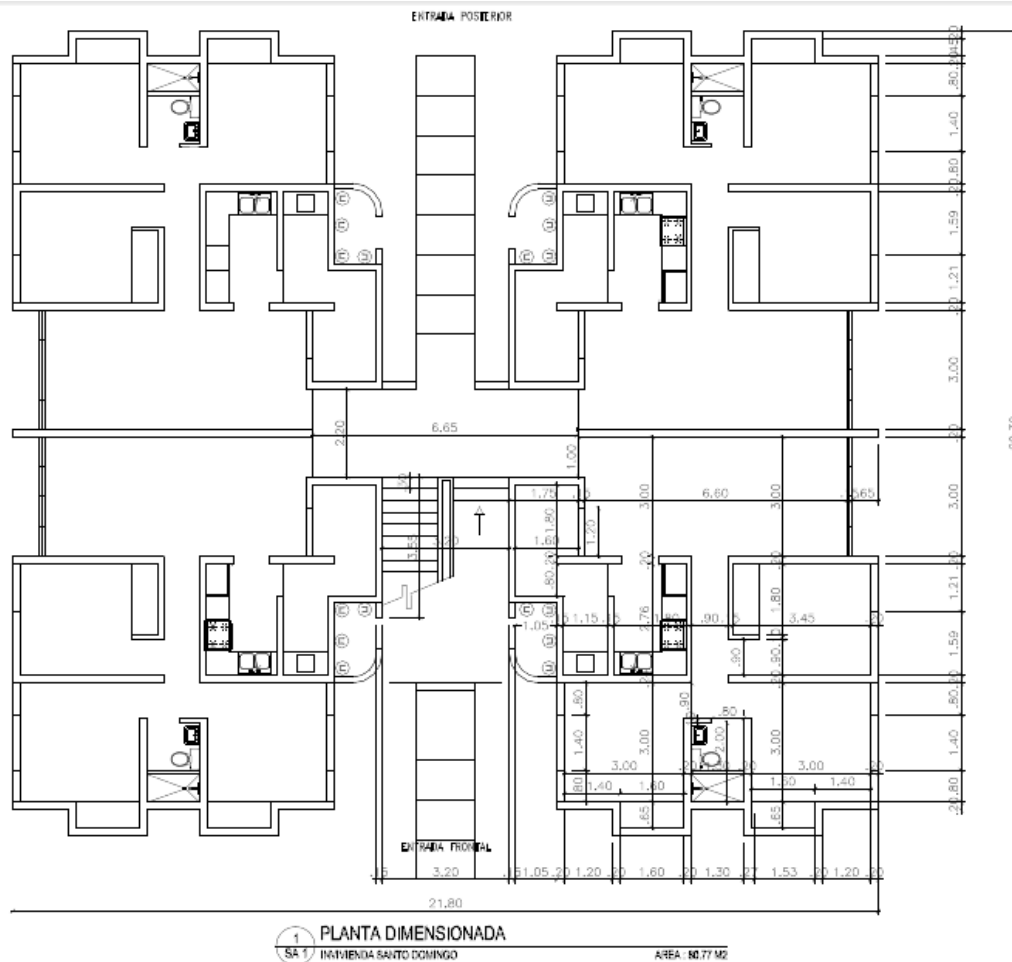


Figura 3.5.2: Planta tipo Invienda desarrollada por el Invi. (Abreu, 2013).



Figura 3.5.3: Proyecto Tipo Invienda en Hainamosa, Santo Domingo. (INVI, 2013b).

- Tipo I

Edificios de 16 viviendas de 40 mts<sup>2</sup>, distribuidos en sala-comedor-cocina, balcón, dos dormitorios y un baño, repartidas en dos niveles (Abreu, 2013).

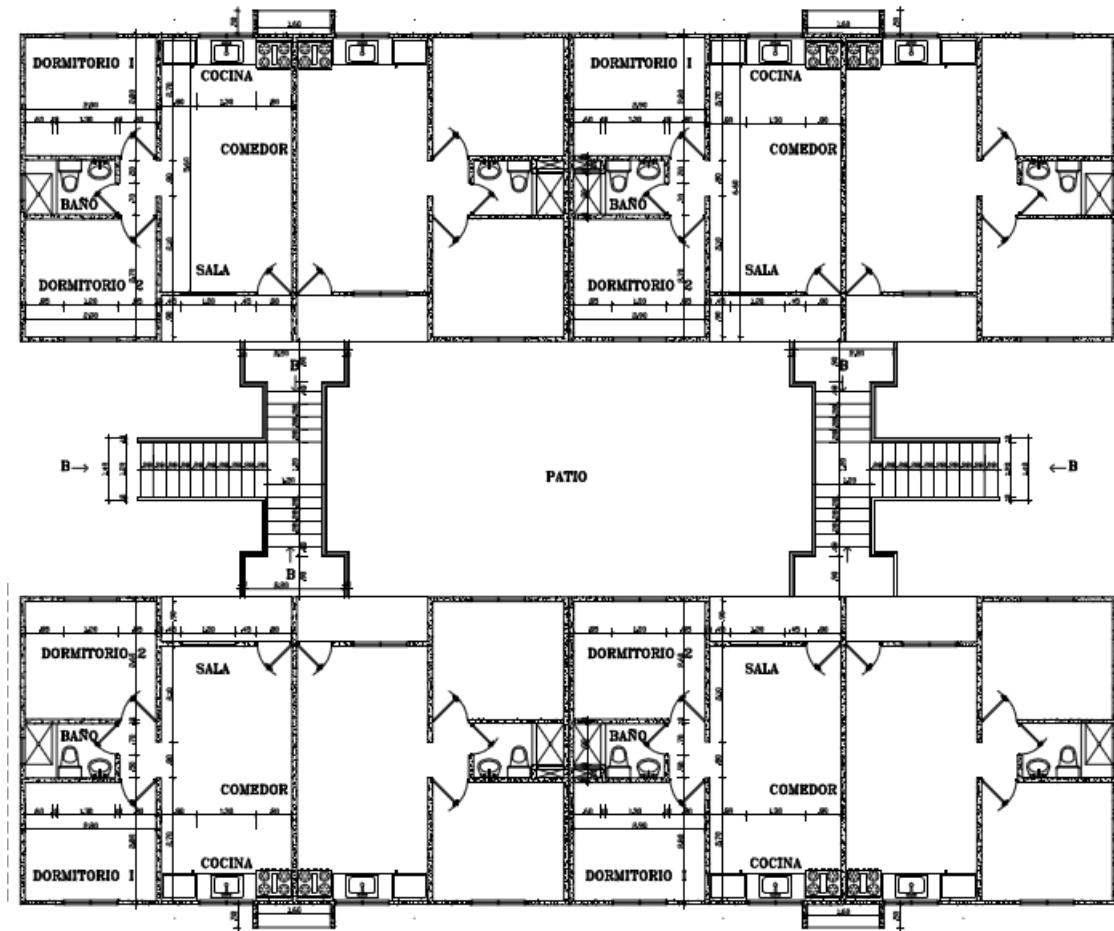


Figura 3.5.4: Planta tipo de la tipología I de vivienda social desarrollada por el Invi. (Abreu, 2013).

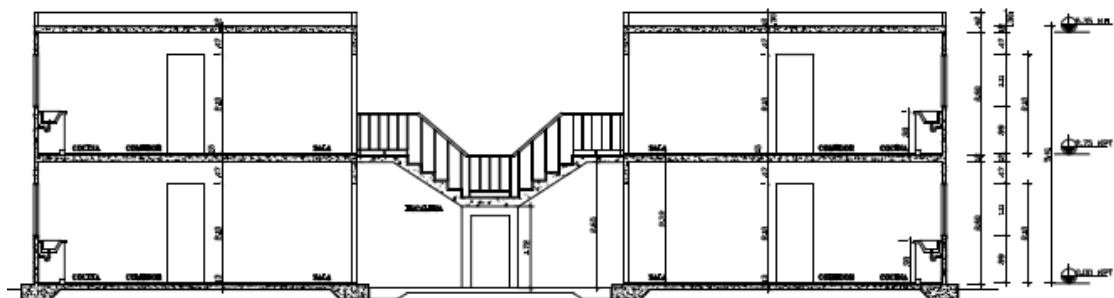


Figura 3.5.5: Sección transversal de la tipología I de la vivienda social desarrollada por el Invi. (Abreu, 2013).





Figura 3.5.6: Imágenes de Invi Villa Progreso Ranchito, Provincia La Vega. Tipología I. (INVI, 2013b).



Figura 3.5.7: Invi Villa Progreso La Herradura, Santiago. (INVI, 2013b).



Figura 3.5.8: Antes y después de una reubicación de familias en Bonao. Tipología I. (INVI, 2013b).

---

# 4

## STEEL FRAME – LA TECNOLOGÍA

### 4.1 Introducción

### 4.2 Perfiles

### 4.3 Método de Construcción

### 4.4 Elementos Constructivos

*“La arquitectura debe de ser la expresión de nuestro tiempo y no un plagio de las culturas pasadas.” Le Corbusier*



## 4.1\_ INTRODUCCIÓN

El sistema Steel Frame es un conjunto de perfiles colocados en ambos sentidos formando los muros, forjado a través de la colocación a una distancia dada (por cálculo estructural) de perfiles de acero galvanizado hasta conformar cada elemento de la estructura de la edificación.

El Steel Frame tiene la ventaja de que permite utilizar casi cualquier tipo de revestimiento como terminación exterior e interior y facilita, a través de las capas que conforman el muro, la colocación de aislamientos e instalaciones. Su gran ventaja es que al ser industrializado la construcción es en “seco”. De esta manera se reduce el tiempo y los costos de la construcción. Es aplicable en diferentes países.

El peso de estas estructuras es muy reducido comparado con una estructura tradicional, lo que permite un ahorro en materiales y hace que el sistema se comporte adecuadamente ante cargas horizontales. La estructura se calcula de acuerdo a normas o reglamentos existentes, que establecen los espesores de los perfiles y las fijaciones necesarias.

En la figura 4.1.1 se puede entender los elementos que componen una edificación con este sistema y sus subsistemas.

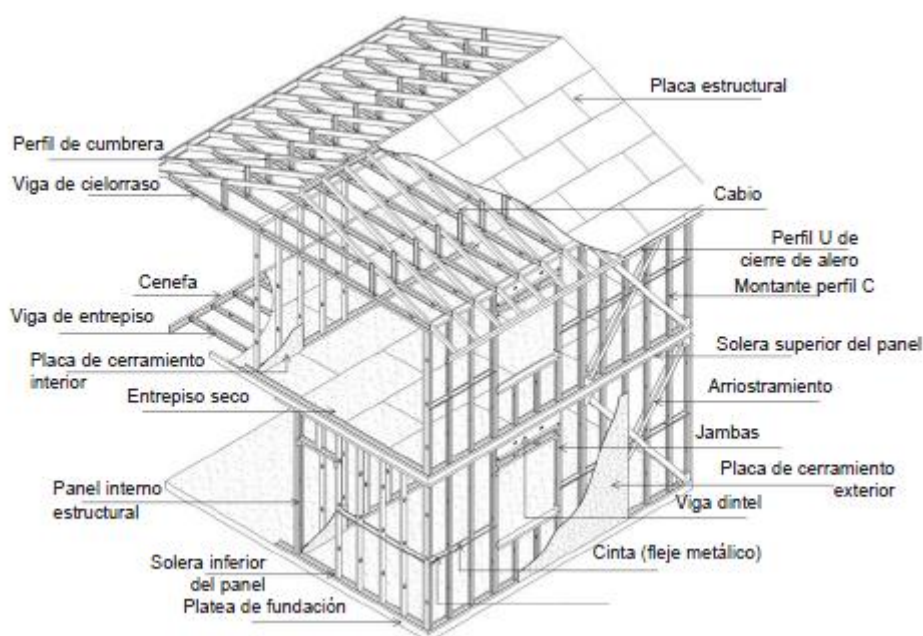
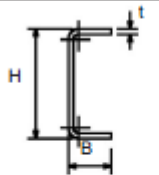
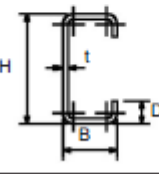
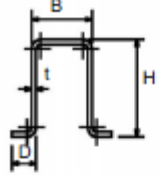
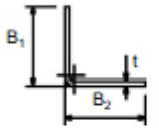



Figura 4.1.1: Esquema de una vivienda con Steel Frame. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

## 4.2\_ PERFILES

Los perfiles del sistema Steel Frame son hechos con acero galvanizado conformado en frío. Los espesores varían entre 0,8 y 3,2 mm en perfiles estructurales y para tabiques no portantes puede ser de 0,4 mm.

Los tipos de secciones más comunes utilizados son el “C” y “U”. El perfil tipo “C” es utilizado para montantes y vigas y el tipo “U” en la solera inferior y superior. En la tabla 4.2.1 se presentan los tipos de perfiles con sus usos y partes.

SECCIÓN TRANSVERSAL	Designación	Utilización
	Perfil U $H \times B \times t$	Solera Puntal Bloqueador Cenefa Atiesador
	Perfil C $H \times B \times D \times t$	Montante Viga Puntal Atiesador Bloqueador Correa Cable Larguero
	Perfil Galera $H \times B \times D \times t$	Correa Larguero Puntal
	Angulo Conector $B_1 \times B_2 \times t$	Conector Atiesador Puntal
	Cinta Fleje $B \times t$	Riostras Tensores Diagonales

Designaciones: H Altura del alma (web)  
B Ancho del ala (flange)  
t Espesor (thickness)  
D Ancho de pestaña (lip)

Tabla 4.2.1: Tipos de perfiles de acero galvanizado. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

### 4.3\_ MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN

Existen tres métodos de construcción del Steel Frame:

- **Fabricación in situ**

Este método aumenta las actividades en la obra, y es ideal en lugares donde la prefabricación no es posible. Los perfiles son cortados en obra. Las vigas, cubiertas, cabriadas, arriostramientos son montados en obra.

Con este método se facilita el transporte, ya que no se necesita la movilización de paneles armados o elementos de gran formato.

- **Paneles prefabricados**



*Figura 4.3.1: paneles prefabricados transportados a obra. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).*

Los paneles que conformarán los muros portantes o no portantes, los arriostramientos, entrepiso, cubierta y cabriada son prefabricados en taller (fuera de obra) y montados en la obra. Mediante tornillos autoperforantes los paneles son conectados in situ.

A los paneles se les pueden agregar algunos materiales de cerramientos para que lleguen más terminados a la obra. De esta manera aumenta la calidad de fabricación y se reduce la actividad de mano de obra.

- **Módulos**



*Figura 4.3.2: Módulos para residencia de estudiantes en Londres. (Fong Chan, 2010).*

Son unidades totalmente acabadas en taller y transportadas a obra como módulos tridimensionales. Traen ya instalados los acabados interiores, instalaciones, cocina, aparatos sanitarios.

Cuando llegan a obra se conectan y termina el revestimiento exterior y fachada

## 4.4\_ ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

### 4.4.1 Cimentación

La construcción de la cimentación se realiza de manera convencional. Es importante que ésta sea ejecutada correctamente; de ello dependerá la eficiencia estructural del proyecto. La base debe quedar perfectamente nivelada y a escuadra, para facilitar el montaje de los componentes del sistema.

La cimentación debe ser ininterrumpida y en ella debe quedar apoyada toda la superficie de los paneles, ya que la estructura distribuye la carga de forma uniforme a lo largo de los paneles estructurales. Es importante destacar, que por la ligereza de este tipo de estructuras, la cimentación requerida para soportar los empujes es menor a la de una estructura convencional.

Elegir el tipo de zapata dependerá del tipo de suelo en el que se encuentre el proyecto, la topografía, y la profundidad a la que se encuentre el terreno con las condiciones de resistencia adecuadas.

El sistema admite cualquier tipo de cimentación que cumpla con los requerimientos de soporte y cargas. Dadas las características de este tipo de estructuras las cimentaciones más utilizadas son:

- Platea de hormigón armado sobre terreno
- Zapata corrida
- **Platea de hormigón armado**

Este tipo de cimentación funciona como una losa que transmite las cargas al terreno. Consiste en una losa de hormigón armado con vigas en todo el perímetro de la platea, debajo de los muros portantes y donde el estructuralista considere necesario para conseguir rigidez (figura 4.4.1).

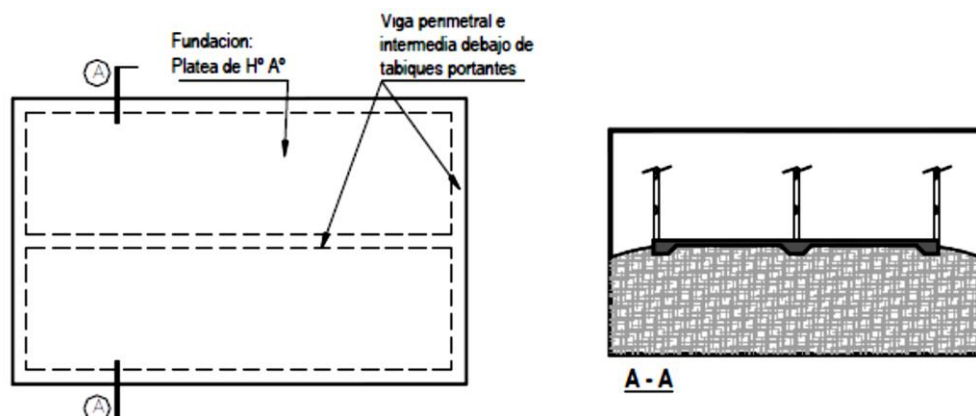


Figura 4.4.1: Planta y sección de platea. (ConsulSteel, 2002).

Si el tipo de suelo es el adecuado, la platea de hormigón es la cimentación más utilizada en la construcción de viviendas con el sistema Steel Frame.

Las dimensiones y armadura de la platea van a depender del cálculo estructural. En la ejecución de la platea se debe tener en cuenta el aislamiento contra la humedad del suelo.

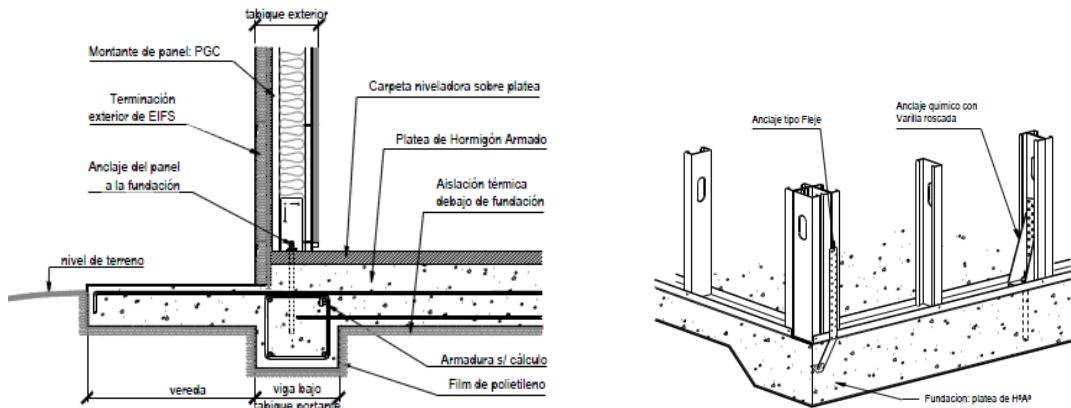


Figura 4.4.2: Unión entre cimentación y muro y tipos de anclajes. (ConsulSteel, 2002).

#### - Zapata corrida

Este tipo de fundación está compuesta por un muro de cimentación con una base, estos pueden estar contruidos con hormigón, bloques de hormigón o mampostería.

Sobre los muros de cimentación se debe colocar una base que servirá de soporte a los paneles del edificio. Ésta pudiera ser de hormigón o de perfiles galvanizados apoyados a la cimentación. De esta manera, se genera un espacio debajo de la base, que funciona como una cámara ventilada, que suele utilizarse para el paso de las instalaciones y, además, ayuda a un mejor aislamiento de la vivienda, separándola del terreno.

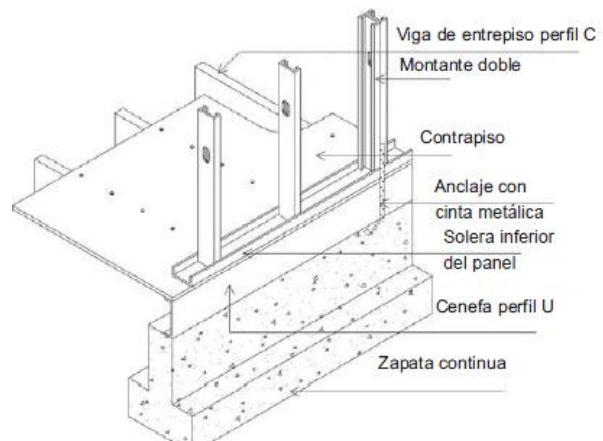


Figura 4.4.3: Cimentación tipo zapata corrida. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

El tipo de anclaje a utilizar para unir la cimentación con la estructura dependerá del tipo de cargas a las que esté sometido el edificio, a las condiciones climáticas, y los movimientos sísmicos de la zona. El más utilizado es el tipo fleje como se puede ver en la figura 4.4.4.

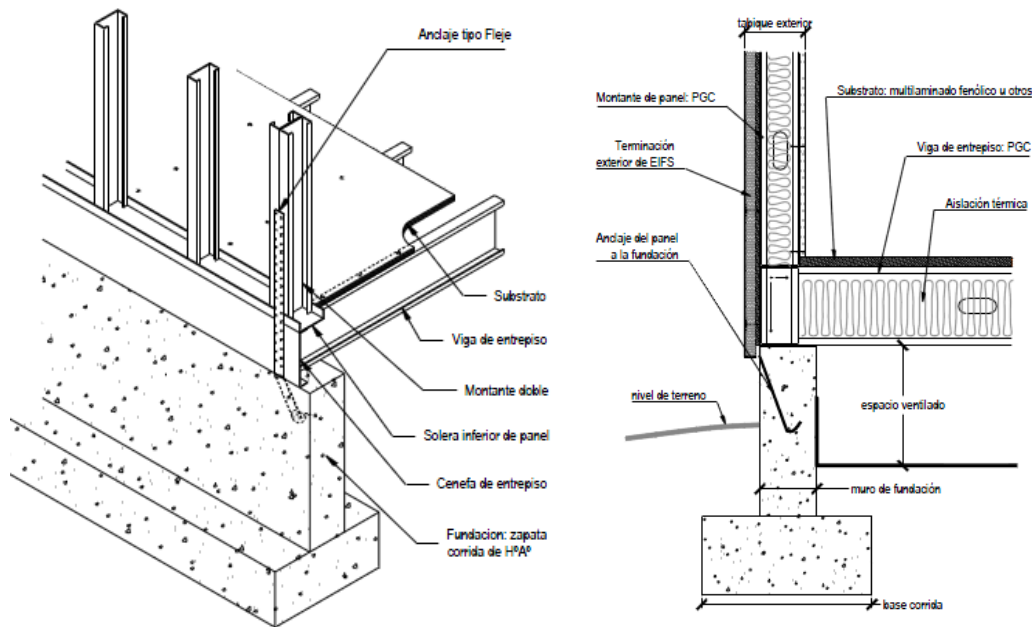


Figura 4.4.4: Detalle de anclaje a cimentación. (ConsulSteel, 2002).

#### 4.4.2 Paneles de muros

La estructura del Steel Framing se basa en elementos lineales y portantes quienes reciben todas las cargas del edificio. Estos elementos lineales se convierten en las paredes del proyecto, que en el Steel Framing son paneles creados a través de perfiles metálicos galvanizados tipo “C” llamados montantes, y un perfil metálico galvanizado tipo “U”, llamado solera, que une los montantes en sus extremos superior e inferior.

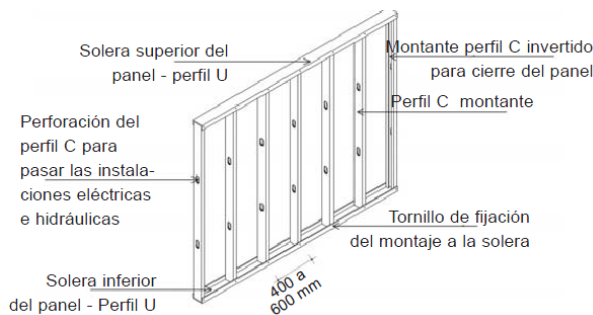


Figura 4.4.5: Panel tipo del Steel Frame. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

La colocación seriada de montantes unidos en la parte inferior y superior por las soleras es lo que genera un panel en el Steel Framing, que puede ser portante o no portante. Para unir las distintas piezas entre sí del panel se utilizan distintos tipos de fijaciones. El más utilizado es el tornillo autoperforante. También el clinching y la soldadura.

##### - Paneles portantes

En el Steel Framing los paneles, al igual que los muros portantes en el sistema convencional, están sujetos a cargas verticales por el propio peso de la estructura y del uso del edificio, cargas que son transmitidas a la cimentación. El que los paneles estén conformados por perfiles metálicos los hace más ligeros y, al mismo tiempo, vulnerables a las cargas horizontales.

La configuración de este panel lo hace resistente a cargas axiales, en la dirección del eje del perfil, transmitiendo las cargas verticalmente, por contacto directo entre sus almas cuyos ejes deben coincidir de un nivel a otro (Fig. 4.4.6). Para que el panel sea capaz de absorber las cargas horizontales, generadas normalmente por la fuerza sísmica y del viento, es necesario agregar refuerzos a la estructura del panel que sean capaces de absorber estas cargas laterales. Lo más común es colocar cruces de San Andrés al panel o placas estructurales.

La separación entre los montantes, normalmente de 0,60 y 0,80 mts., va a depender de las cargas que recibirán los perfiles. Mientras menor sea la distancia entre montantes, menor será el peso que va a resistir cada perfil. De acuerdo a las solicitaciones a las que sea sometida la estructura variará el dimensionamiento final de los montantes.

Para aumentar la resistencia del panel estructural, evitar la rotación de los montantes por cargas de compresión, y reducir el pandeo en el montante se colocan elementos que evitan la deformación del perfil (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

Para cargas pequeñas se utiliza un fleje o cinta metálica de acero galvanizado cada 1,30 mts. aproximadamente y con sus extremos sujetos a dos puntos fijos, atornillándolos a ambos lados del panel (Fig. 4.4.6). Cuando las cargas sean más importantes se colocará un rigidizador o bloqueador uniendo perfiles "C" y "U", sujetándolos a los dos montantes extremos (ConsulSteel, 2002).

Para el bloqueador, el perfil "U" es cortado 20 cms. más largo que la distancia entre montantes, de esta manera se puede cortar 10 cms en cada extremo que se doblará 90° para servir de conexión con los montantes (Fig. 4.4.6). Un perfil "C" se ensambla junto con el perfil "U" previamente cortado y se atornillan con la cinta metálica a intervalos de 3,60 mts. aproximadamente (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

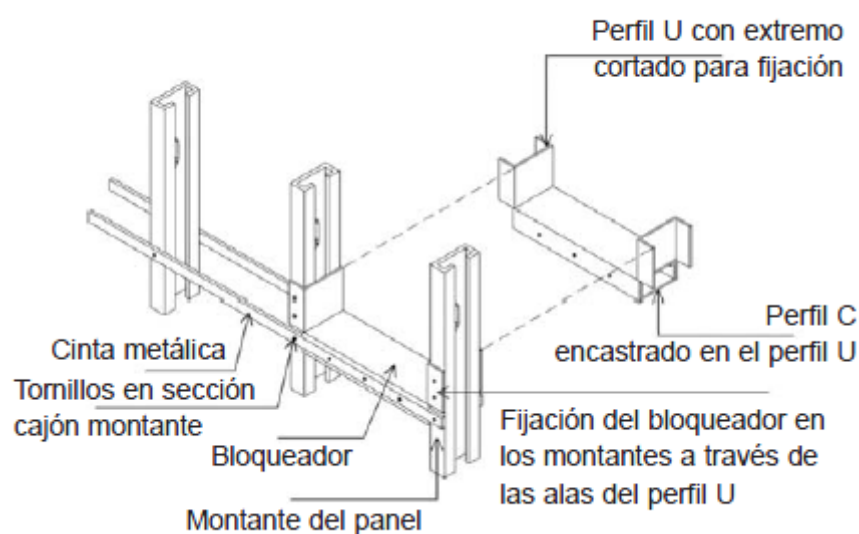


Fig. 4.4.6: Esquema de rigidización de paneles con bloqueadores. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).



#### - Paneles no portantes

Los paneles no portantes son aquellos que no reciben ninguna carga más que la de sus propios componentes. Se utiliza como tabique de cerramiento o separación de espacios.

En el caso que su uso sea de separación interior, los montantes y soleras tendrán sección con dimensiones y espesor menor. Si se utiliza para cerramiento exterior es recomendable utilizar los mismos perfiles que un panel portante, esto por el peso de los componentes de cerramiento y revestimientos (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

#### - Uniones – Encuentros de paneles

En el encuentro de paneles se utilizan perfiles simples o piezas pre-armadas necesarias para resolver los diferentes tipos de uniones entre los paneles. Estas piezas se conforman a partir de montantes unidos entre sí con tornillos (ConsulSteel, 2002). Los principales tipos de encuentro de paneles son:

##### - Unión de esquina “L”

En este tipo de unión se utilizan dos montantes tipo “C”, atornillados por el alma (Fig. 4.4.7). Para aumentar la rigidez la solera superior en uno de los paneles del encuentro debe ser 75 mm más larga que la pared para que pueda ser conectada a la solera del otro panel (figura 4.4.8) (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

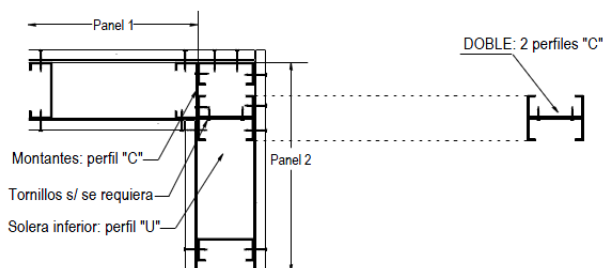


Figura 4.4.7: Unión de esquina L. (ConsulSteel, 2002).

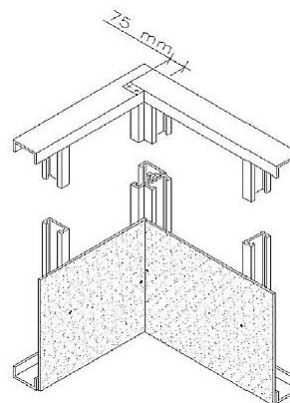


Figura 4.4.8: Conexión de paneles a distinto nivel.  
(Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

##### - Unión en “T”

Se resuelve con tres montantes “C” (Figura 4.4.9), uno de los cuales (al centro) está rotado 90° respecto a los demás. De este modo, la superficie del alma del perfil rotado permite la fijación del montante de inicio de una unión “T” (ConsulSteel, 2002).



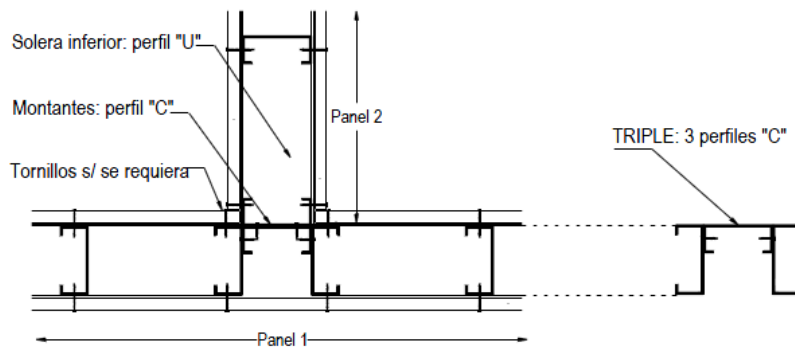


Figura 4.4.9: Unión en T. (ConsulSteel, 2002).

#### - Unión en cruz

En este tipo de encuentro uno de los paneles no debe ser interrumpido y no deberá tener contacto con las soleras (inferior y superior) del otro panel, (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007) y se resuelve como se muestra en la figura 4.4.10.

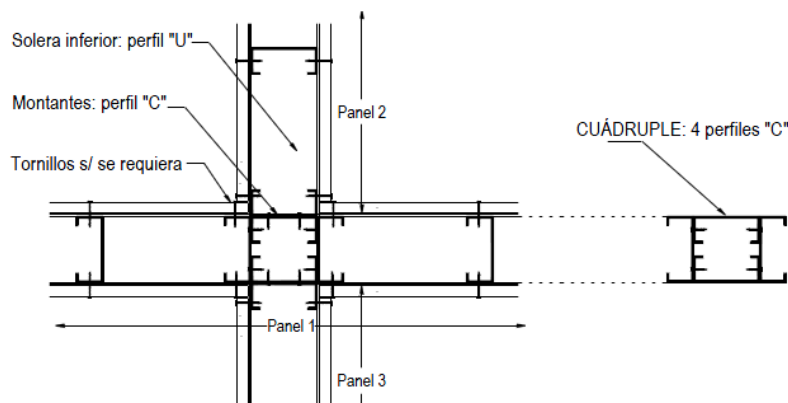


Figura 4.4.10: Unión en cruz. (ConsulSteel, 2002).

#### - Aberturas en los paneles

##### a) En paneles portantes

Los vanos para puertas y ventanas, al igual que en el sistema convencional, requieren un elemento estructural (dintel) para redireccionar las cargas a los montantes que delimitan el hueco llamados jambas (Fig. 4.4.11).

Los dinteles son piezas prearmadas compuestos por dos perfiles "C" conectados por un perfil "U" atornillado en cada extremo, y por una solera que es anclada a la parte inferior de la viga dintel. Esta solera también va fijada a las jambas de la abertura para evitar la rotación del dintel (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

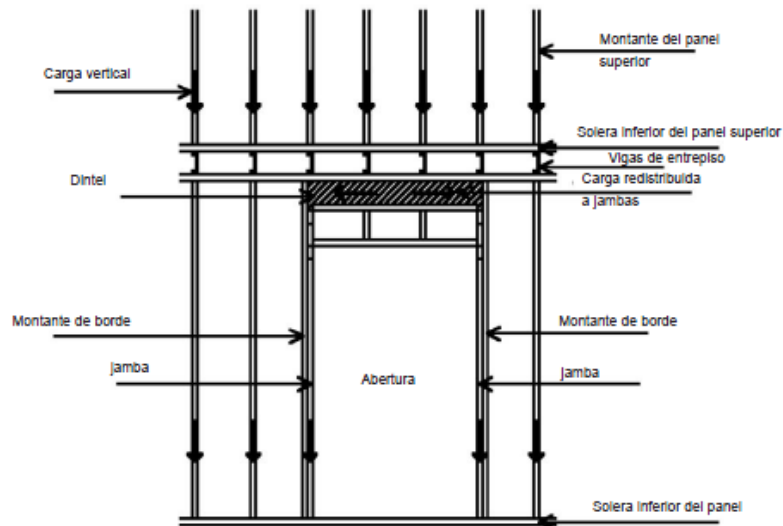


Figura 4.4.11: Vanos para puertas y ventanas. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

En la figura siguiente (4.4.12) se muestran varias alternativas para la ejecución de los dinteles.

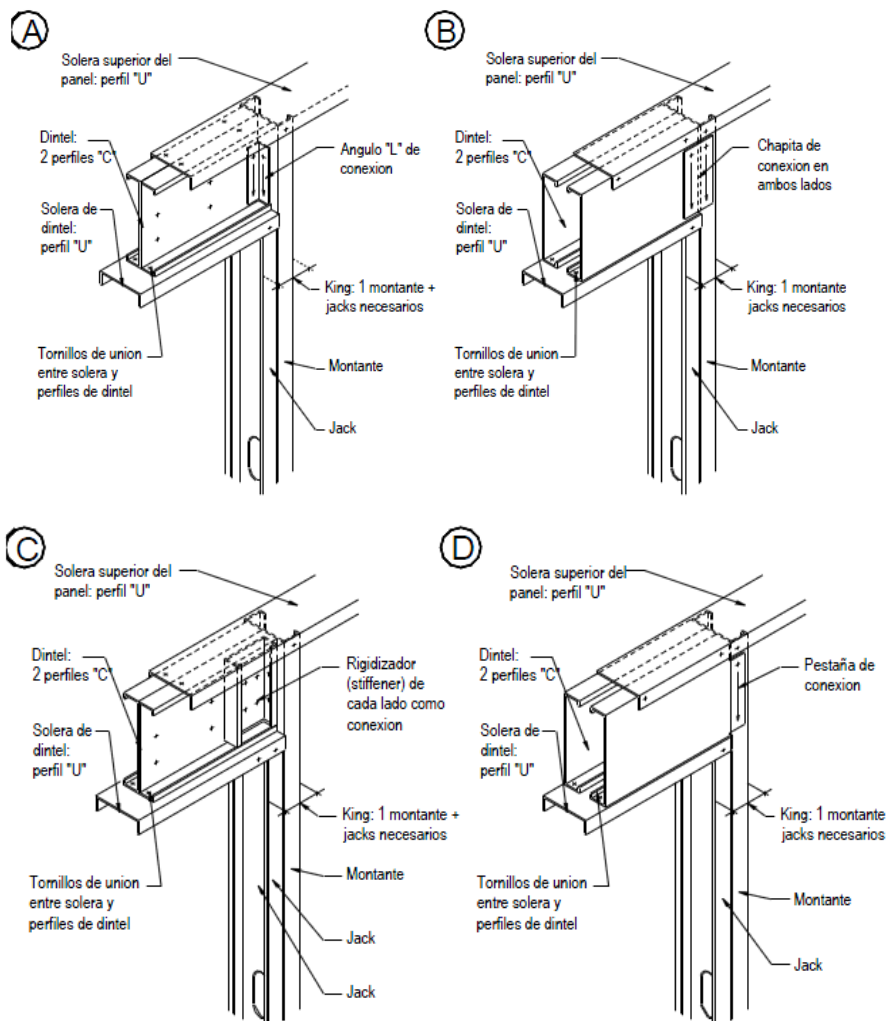


Fig. 4.4.12 Tipos de dinteles. (ConsulSteel, 2002).

Como ya dijimos, el apoyo del dintel está en las jambas, que van desde la solera inferior de la pared hasta la solera del dintel. La cantidad de jambas necesarias para apoyar el dintel se determinará con el cálculo estructural. No obstante, se puede establecer que el número de jambas a cada lado de la abertura será igual al número de montantes interrumpidos por la misma dividido entre 2 (Fig. 4.4.13). En el caso de que el número resultante sea impar se deberá sumar uno (ConsulSteel, 2002).

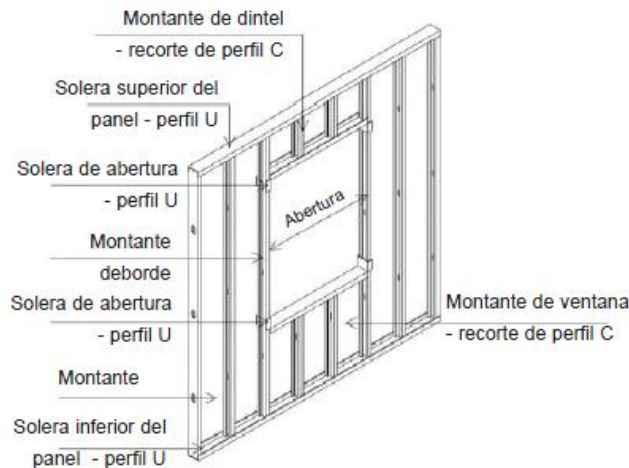


Figura 4.4.13: Detalle de la disposición de perfiles en las aberturas. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

#### b) En paneles no portantes

Las aberturas de puertas y ventanas en paredes no estructurales es más sencilla (figura 4.4.14): como no soportan cargas no requieren dinteles ni jambas. Solo es necesario delimitar el hueco con un único montante al cual será sujetado el marco del hueco. En algún caso se puede colocar un montante doble para dar mayor rigidez. En el caso de los límites inferiores y superiores se coloca una solera que queda sujeta al montante lateral.

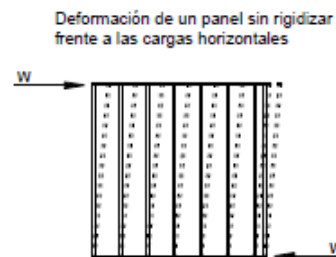
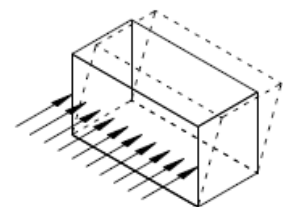


Fig. 4.4.14: Esquema de panel no portante con abertura. (ConsulSteel, 2002).

#### - Rigidización

Como dijimos anteriormente, los paneles de montantes y soleras por sí solos no soportan los esfuerzos horizontales, que pueden provocar deformaciones e incluso el colapso de la estructura por la fuerza del viento y los movimientos sísmicos. En la figura 4.4.15 se puede observar cómo reaccionaría un panel sin ser estabilizado cuando recibe esfuerzos horizontales.

Para evitar esas deformaciones se deben incluir al panel un elemento estructural rígido con la capacidad de absorber estos esfuerzos y transmitirlos a la cimentación.



En el Steel Frame la solución más utilizada es colocando un arriostramiento tipo Cruz de San Andrés.

Figura 4.4.15: Deformación de paneles por cargas horizontales. (ConsulSteel, 2002).

La Cruz de San Andrés consiste en la colocación en diagonal de cintas de acero galvanizado fijas a la cara exterior del panel; su dimensionamiento dependerá del cálculo estructural.

El ángulo de inclinación de la cinta está relacionado con la capacidad de resistir las cargas, mientras menor sea el ángulo, entre la diagonal y la horizontal, menor será la tensión en la cinta metálica. Para un mejor funcionamiento lo recomendable es que el ángulo de inclinación esté entre  $30^\circ$  y  $60^\circ$  (ConsulSteel, 2002).

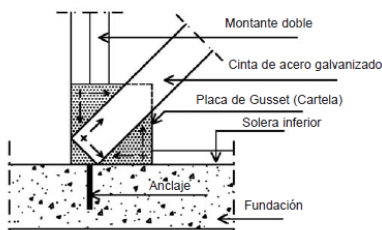


Figura 4.4.16: Fijación con cartela. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

La fijación de la cinta metálica que compone la Cruz de San Andrés al panel se hace a través de una placa llamada cartela en acero galvanizado que va atornillada a los montantes dobles del panel (Fig. 4.4.16). El anclaje del panel con la cimentación debe coincidir con ésta para que absorba los esfuerzos transferidos por el arriostramiento (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

Cuando en el panel existen aberturas, la cinta metálica suele tener un ángulo de inclinación mayor (a). En estos casos se deberá determinar un aumento en la sección de la cinta, ya que la tensión en el elemento sería mayor, u optar por otra posición de las cintas (b) como en la figura 4.4.17 (ConsulSteel, 2002).

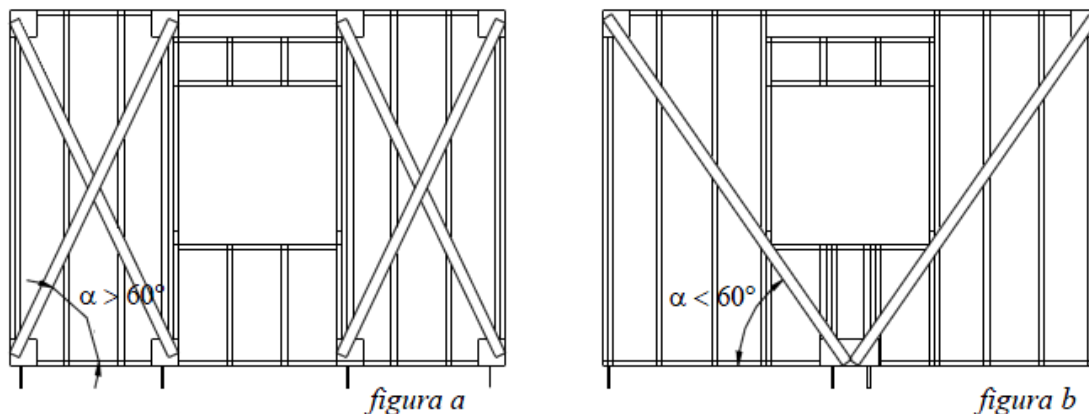


Figura 4.4.17: Localización del arriostramiento según las aberturas. (ConsulSteel, 2002).

Otra opción utilizada para estabilizar los paneles es la de diafragmas de rigidización. Estos consisten en placas estructurales que a su vez son utilizadas como el cerramiento de los paneles estructurales. Tienen la capacidad de absorber los esfuerzos horizontales, como la fuerza del viento y movimientos sísmicos, transmitiéndolas a la cimentación.

El OSB (Oriented Strand Board) puede ser utilizado como diafragma de rigidización en edificios de poca altura (Sarmanho; Moraes, 2007). Según el *North American Steel Framing Alliance* (NASFA) y el *American Iron and Steel Institute*, el espesor mínimo de este tipo de placas sería de 12 mm (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

Se debe tener en cuenta que los diafragmas pueden ser utilizados como substratos del panel, pero los substratos o placas utilizadas para el exterior no siempre funcionan como diafragma de rigidizador, ya que no todos poseen las características que se requieren para transmitir cargas laterales. Por lo tanto, si se coloca un substrato no estructural es necesario colocar Cruces de San Andrés (ConsulSteel, 2002).

#### 4.4.3 Forjados

En el Steel Framing los forjados se resuelven bajo el mismo concepto que los paneles. Se divide la estructura en una cantidad de elementos equidistantes, que son las vigas. Para las vigas se utilizan perfiles “C” colocados en horizontal (Fig. 4.4.18).

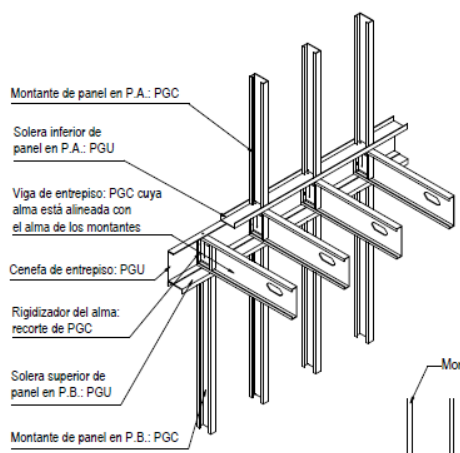


Fig. 4.4.18: Estructura de forjado. (ConsulSteel, 2002).

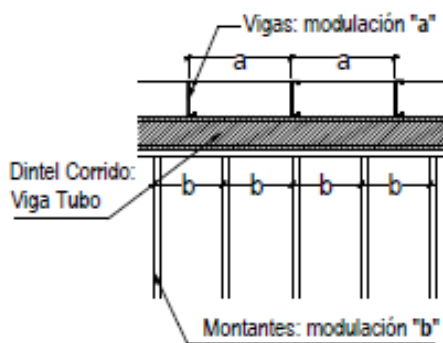


Figura 4.4.19: Viga dintel. (ConsulSteel, 2002).

La carga recibida en cada viga se transmite directamente al montante que le sirve de apoyo; es por esto que se considera una *estructura alineada* (ConsulSteel, 2002).

La separación entre vigas coincide, casi siempre, con la separación entre montantes. Aunque la modulación dependerá de las solicitaciones a las que se somete cada perfil, en la mayoría de los casos, las vigas de forjado se modulan a la misma distancia que los montantes o viceversa.

Cuando no se cumple con la estructura alineada, es decir, que las vigas no apoyan directamente sobre los montantes del muro, se deberá colocar una viga dintel o viga tubo (Fig. 4.4.19) que sea capaz de transmitir las cargas de las vigas que no apoyan en los montantes (ConsulSteel, 2002).

La sección de los perfiles de la viga dependerá de la distancia entre apoyos y la modulación de la estructura. Para disminuir la sección de los perfiles se colocarán siempre en la dirección de menor distancia entre los paneles de apoyo.

Bajo el mismo concepto de rigidización que los montantes en las paredes portantes, las vigas de forjado deben arriostrarse en su cara inferior colocando un fleje metálico que inmoviliza los perfiles e impide su deformación (Fig. 4.4.20). El arriostramiento de la parte superior de la viga es proporcionado por la placa que se utilice, sea multilaminado fenólico u otro. Si la luz es muy grande, lo recomendable es utilizar un bloqueador, como en los paneles, que otorgará mayor rigidez.

Muchas veces es necesario hacer orificios adicionales a los que trae de fabricación el propio perfil para el paso de instalaciones. Si es así, debe estar contemplado en el proyecto de estructura. Y si es necesario se deberán colocar un refuerzo en el orificio (fig. 4.4.21).

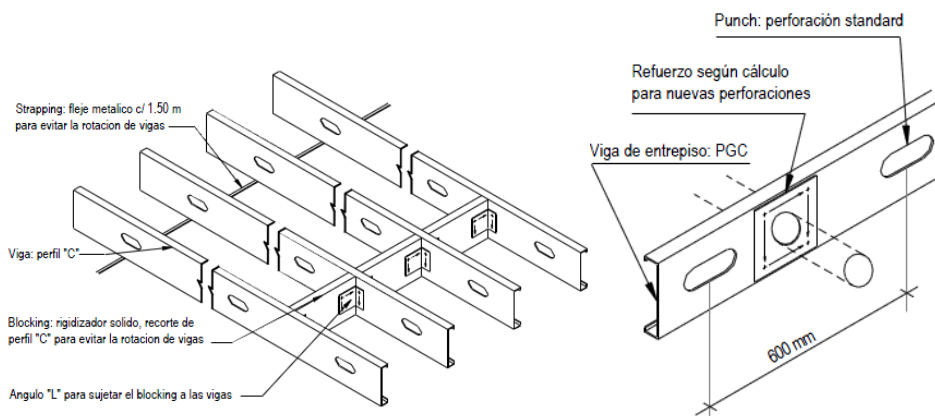


Figura 4.4.20: Rigidizadores. (ConsulSteel, 2002).

Figura 4.4.21: Detalle de refuerzo en viga. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

## - Tipos de forjados

### a) Forjado húmedo

En el Steel Frame es considerado forjado húmedo aquel que posee una capa de hormigón pobre para dar un soporte al acabado final de piso.

Estos forjados están compuestos por una chapa ondulada de acero que se atornilla a las vigas de forjado, que sirve como encofrado perdido y a su vez como diafragma de rigidización de la estructura. Antes de colocar esta chapa se deberá fijar un perfil "L" en las orillas alrededor del entrepiso que funcionará como contenedor del hormigón que se verterá.

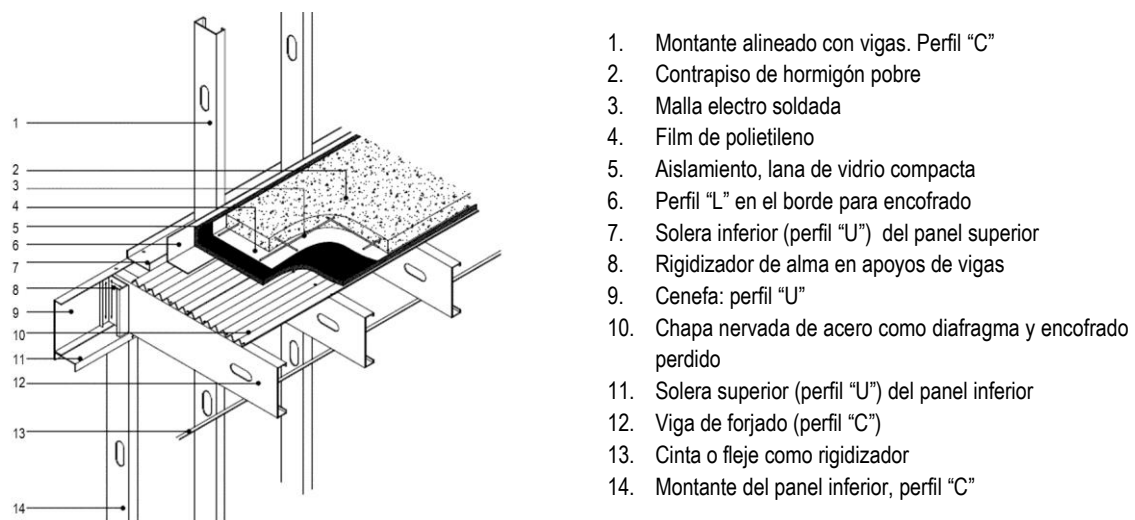


Fig. 4.4.22: Esquema de elementos que componen un forjado húmedo. (ConsulSteel, 2002).

El contrapiso de hormigón es de 4 a 6 cm, sobre este se coloca el acabado final que puede ser cerámico, de madera, etc (Figura 4.4.22). Para evitar fisuras se agrega una malla electrosoldada. Se debe evitar el contacto directo entre el hormigón y la chapa de acero colocando un aislamiento de poliestireno polietileno expandido o lana de vidrio y así evitar la transmisión de sonidos entre espacios. Para evitar humedecer el aislante por el hormigón, se coloca un film de polietileno como separación (ConsulSteel, 2002).

Otra variante del forjado húmedo es el de chapa colaborante de acero (fig. 4.4.23) que funciona como un elemento mixto y autoportante. Este tipo de forjado permite luces de hasta 5 mts.

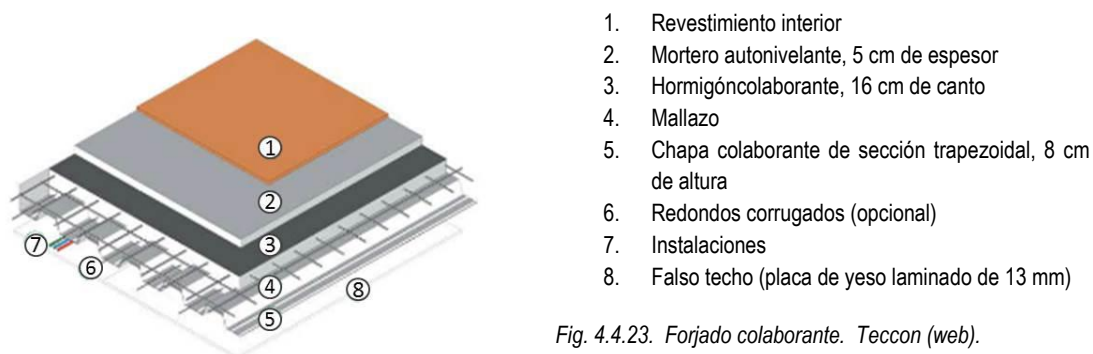


Fig. 4.4.23. Forjado colaborante. Teccon (web).

#### b) Forjado seco

El formado consiste en placas rígidas atornilladas a las vigas de forjado. Estas placas pueden ser cementicias, celulósicas, multilaminados fenólicos, entre otras. Siempre que la placa utilizada sea estructural sirve como contrapiso y como diafragma rigidizador de la estructura (Figura 4.4.24).

Tiene la ventaja, con relación al forjado húmedo, de que incorpora menos carga a la estructura por menor peso propio y la ejecución es más rápida y fácil, ahorrando tiempo en la obra.

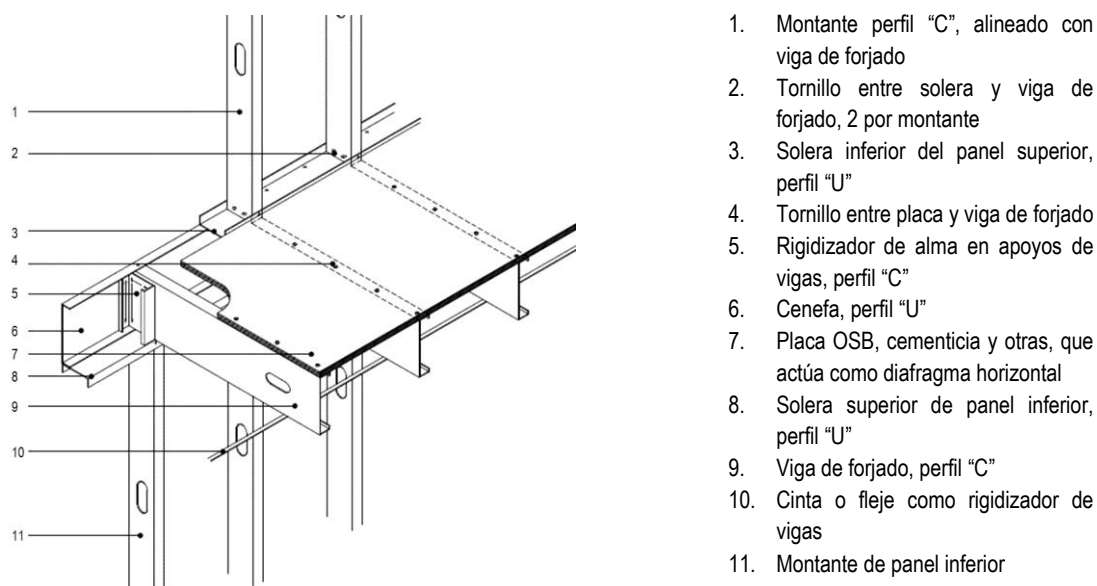
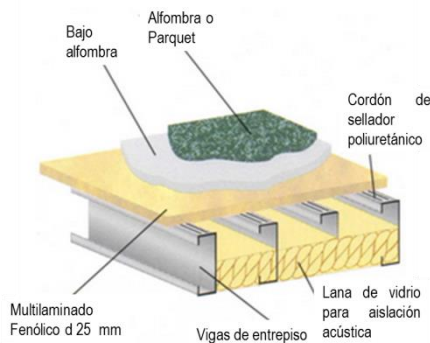


Fig. 4.4.24: Esquema de elementos que componen un forjado seco. (ConsulSteel, 2002).





El multilaminado fenólico de 25 mm de espesor, es la placa más utilizada en este tipo de forjados (ConsulSteel, 2002). Se recomienda la colocación de lana de vidrio entre las vigas de forjado, como se muestra en la fig. 4.4.25, para evitar la transmisión de sonido entre niveles.

Al multilaminado se le puede dar el acabado deseado. Si se colocara un piso cerámico, lo más recomendable es utilizar una placa tipo cementicia o celulósica que permita el pegado con los adhesivos tradicionales.

Fig. 4.4.25. Colocación de lana de vidrio. (Crosby, 2013).

## - Voladizos

En el caso de que exista un voladizo se pueden dar dos opciones. Primero, cuando las vigas en voladizos estén en la misma dirección de las vigas de forjado, el vuelo se realiza mediante la prolongación de las vigas de entrepiso (Fig. 4.4.26). La longitud de la viga entre apoyos debe ser dos veces el tamaño del vuelo (ConsulSteel, 2002).

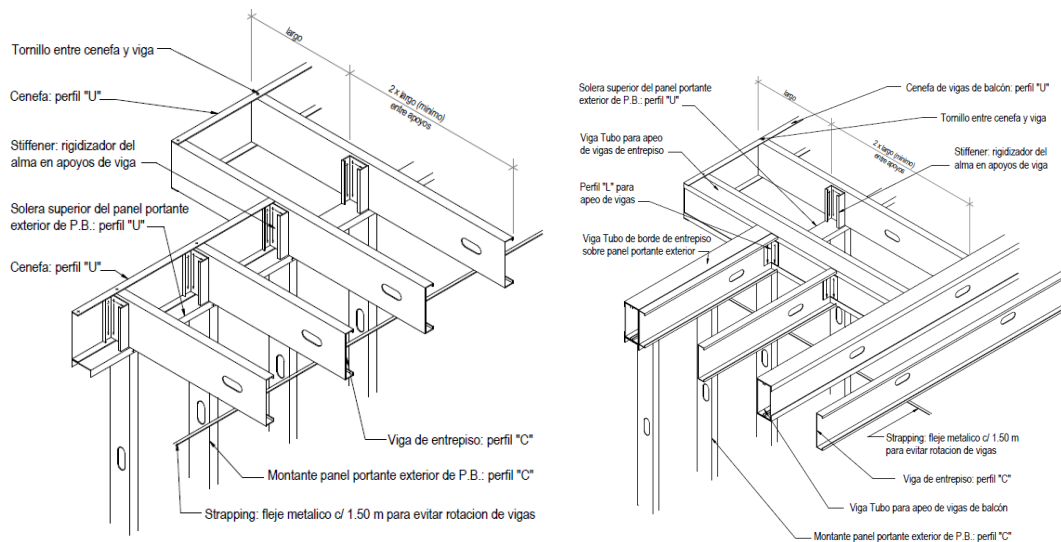


Figura: 4.4.26: Losa en voladizo. (ConsulSteel, 2002).

Segundo, cuando las vigas del voladizo no coinciden con la dirección de las vigas de forjado, hay que crear una nueva estructura que soporte las vigas del voladizo (fig. 4.4.26). Al igual que en la primera opción, la longitud del vuelo será la mitad de la longitud entre apoyos. Las vigas del vuelo se podrán apoyar en una viga tubo, en el caso que no exista un panel portante en la planta inferior. Las vigas de forjado que son interrumpidas se pueden apoyar en las vigas voladizas, habiendo reforzado estas (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).



### - Aberturas

Para permitir el acceso entre plantas es necesaria la apertura de huecos en el forjado. Las vigas que se interrumpen necesitan un nuevo apoyo que redirijan las cargas, que bien puede ser un panel portante que se encuentre en el nivel inferior y coincida con el apoyo, o la colocación de una viga de apoyo (Fig. 4.4.27).

Estas nuevas vigas de apoyo descansarán sobre las vigas que definen el perímetro de la abertura, las cuales deberán ser reforzadas, sustituyéndolas por una viga compuesta que resista las nuevas cargas.

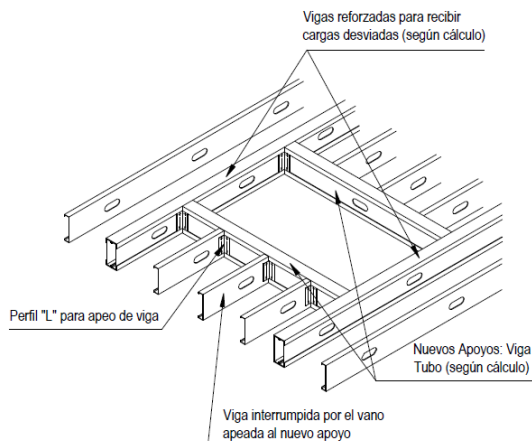


Figura 4.4.27: Ejemplo de estructura en aberturas. (ConsulSteel, 2002).

### - Escalera

La estructura de la escalera se realiza normalmente con los mismo perfiles utilizados en los paneles, perfil "C" y "U". A continuación describimos los tres tipos más utilizados. El más adecuado dependerá del proyecto de arquitectura (ConsulSteel, 2002).

#### - Viga tubo inclinada:

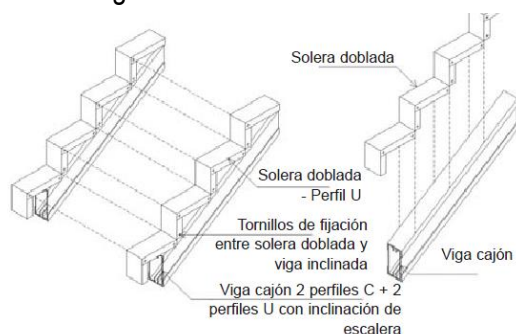


Figura 4.4.28: Esquema de escalera viga tubo inclinada. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

Se utiliza una viga solera doblada, a partir de un perfil "U", que sirve como apoyo del escalón (figura 4.4.28). Estará anclada a una viga tubo que llevará la inclinación requerida.

Estos dos tramos de perfiles doblados servirán para apoyar la terminación de la escalera que bien pudiera ser tablero OSB o madera maciza.

#### - Panel con pendiente:

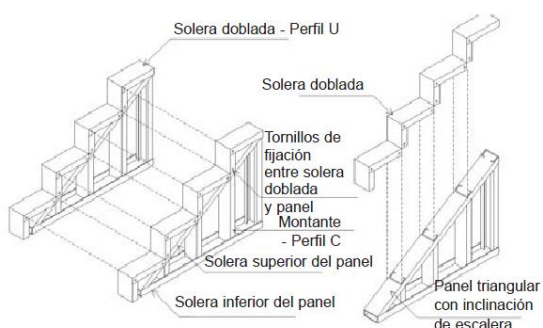


Figura 4.4.29: Esquema de escalera tipo panel con pendiente. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

En este caso las vigas soleras dobladas van unidas a un panel en forma triangular (Fig. 4.4.29) que es el que lleva la pendiente necesaria.

Y al igual que el tipo anterior, los peldaños se materializan colocando sobre este soporte un tablero OSB o madera maciza.

- Paneles escalera más paneles peldaños:

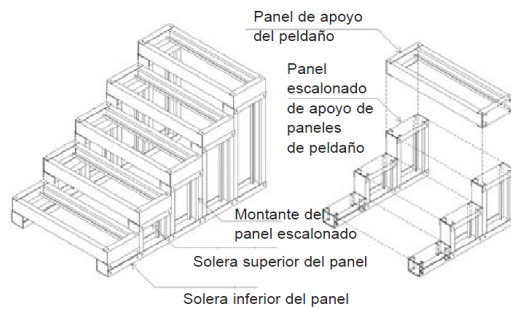


Figura 4.4.30: Esquema de escalera de paneles escalonados. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

Los paneles horizontales sirven de base al substrato. Están compuestos por dos soleras “U” y dos perfiles “C”, apoyándose en los paneles cuyos montantes dan la altura a cada peldaño para lograr el escalonamiento necesario. Este panel escalonado se conforma como un solo panel a través de una solera inferior única para todos los montantes (figura 4.4.30) (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

Colocar una placa debajo de cada peldaño y rellenarlo con hormigón es el sistema ideal para escaleras húmedas.

#### 4.4.4 Cerramiento

La ventaja del Steel-Frame es que permite un abanico de posibilidades de cerramiento. El cerramiento está compuesto por el revestimiento exterior e interior. Se pueden utilizar acabados tradicionales de mampostería y revoques, o sistemas de cerramiento más innovadores.

El cerramiento utilizado debe tener capacidad de aislación térmica, de acuerdo a las condiciones de temperatura del emplazamiento. Normalmente en el interior de la estructura se coloca algún tipo de aislamiento, pero éste puede no ser suficiente dependiendo de las exigencias térmicas, por lo que sería necesaria la colocación de algún tipo de material aislante en la cara exterior de la estructura.

- **Revestimiento exterior**

La utilización de OSB (oriented strand board) ha tenido buena acogida por su fácil instalación y ser un sistema seco. Su alta resistencia y estabilidad hace posible su uso, no solo como revestimiento exterior e interior, sino como diafragma rígido en paredes y forjados.

Al estar expuesto a la intemperie y su poca resistencia a la humedad se debe colocar un material impermeable en su superficie exterior que puede ser membrana de polietileno de alta densidad engrapada al OSB con solapes de 15 a 30 cm. en las juntas. De esta manera se logra la estanqueidad de las paredes y el paso del vapor de agua hacia el exterior evitando las condensaciones (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

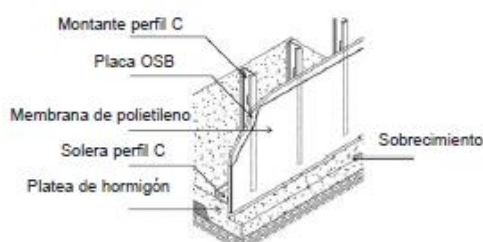


Figura 4.4.31: Ejemplo de pared con OSB. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

Otra consideración es la junta de dilatación entre paneles al momento de la colocación en obras. Esta debe ser de 3mm en todo el perímetro del panel. Las juntas verticales entre placas no deben coincidir, se colocarán desfasadas (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

El acabado final de las placas OSB puede ser



Figura 4.4.32: "Siding". (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

"siding" o revoques. El *siding* (figura 4.4.32) es un revestimiento comúnmente utilizado en Estados Unidos. Consiste en tablillas paralelas de vinílico, madera o cementicio. Este tipo de acabado es de instalación limpia y rápida. Las tablillas son impermeables aunque no muy resistentes a impacto. Es de fácil mantenimiento porque es posible pintarlas y lavarlas con agua y jabón.

La aplicación de revoque sobre OSB (previamente impermeabilizado con una membrana de polietileno) se hace sobre una malla plástica con resistencia a la alcalinidad o una tela tipo "deployée" (malla de metal estirado). Para evitar las grietas es necesario trabajar el revoque con juntas (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

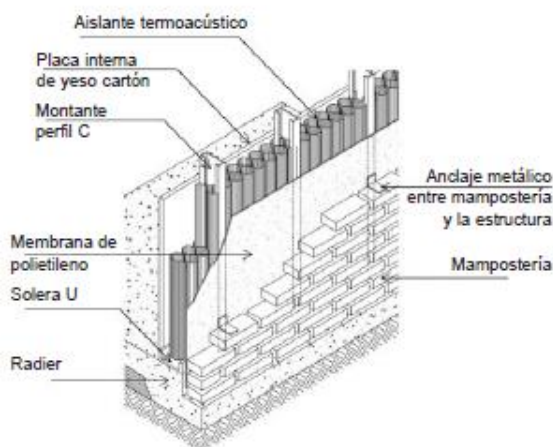


Figura 4.4.33: Esquema de una pared con revestimiento exterior de mampostería. (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

Como mencionamos al inicio de este tema, el revestimiento exterior puede ser también con mampostería. Esta se conecta a la estructura mediante anclajes metálicos. Previamente, para garantizar la estanqueidad, se colocará una membrana de polietileno (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007). La utilización de mampostería se aparta del sistema en seco Steel Frame, pero en países como Australia y Nueva Zelanda es frecuente utilizar el ladrillo visto como revestimiento.

Las placas cementicias, son chapas delgadas con cemento en su composición. Este tipo de placas es utilizado en cerramientos exteriores por ser resistentes a impactos y a la humedad. Cuando se utiliza en el exterior es recomendable sellar la superficie con una pintura a base de acrílico (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

#### - **Revestimiento interior**

El cartón yeso es el material más utilizado como revestimiento interior, en paredes y cielorrasos, por sus características. Algunas de las ventajas que ofrece son:

- Resistencia al fuego
- Aislamiento térmico
- Aislamiento acústico
- Montaje rápido y sencillo

Las placas van atornilladas a la estructura. La junta entre paneles debe coincidir con el eje del montante. Los tronillos se colocarán como mínimo cada 25 cm y separados al menos 1 cm del borde de la placa. Donde hayan aberturas, el corte de la pieza no deberá coincidir con el vértice del vano, sino, que se cortara en "C" o "L" (ConsulSteel, 2002).

Dependiendo de su ubicación se empleará el tipo más conveniente, por ejemplo si es en una zona húmeda se deben colocar placas de cartón yeso resistentes a la humedad.

Si se requiere mayor aislamiento acústico o ignífugo se puede colocar doble capa. Se tomará en cuenta que las juntas de la segunda capa no coincidan con la primera.

#### 4.4.5 Cubierta

La estructura de la cubierta es alineada, igual que los forjados y paneles de pared. El concepto estructural en cuanto a la rigidización, colocación y elementos es prácticamente el mismo.

La colocación de la estructura de la cubierta debe estar alineada con los montantes del panel para permitir la transmisión de las cargas hasta la cimentación. Cuando esta alineación no es posible por la disposición de la cubierta se colocará una viga dintel capaz de transmitir las cargas a los montantes no alineados (ConsulSteel, 2002).

El elemento rigidizador necesario para resistir cargas laterales de sismo y del viento se consigue mediante arriostramiento longitudinal o diafragma de rigidización.

##### - Tipos de cubierta

###### a) Cubierta plana

El techo plano se resuelve similar a un forjado húmedo (figura 4.4.34). En el caso de una cubierta se logra la pendiente necesaria variando el espesor del contrapiso de hormigón. La rigidización es dada por el sustrato utilizado, ya sea chapa o multilaminado fenólico (ConsulSteel, 2002).

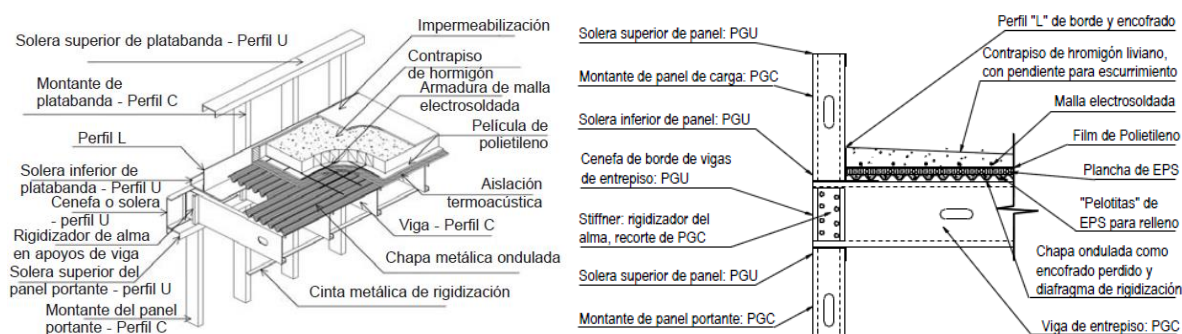


Figura 4.4.34: Cubierta plana. (ConsulSteel, 2002).

#### b) Cubierta inclinada

La estructura de la cubierta inclinada es similar a una estructura tradicional de madera, pero con perfiles de acero galvanizado. En el Steel Frame, un techo inclinado es posible a través de una estructura de cabios o cabriada.

Los cabios (figura 4.4.35) son vigas inclinadas, a partir de perfiles “C”, que deben apoyar en todos los extremos. En este sistema el espacio entre apoyos es menor que con la cabriada, aunque podría utilizarse en grandes luces si se dimensiona correctamente.

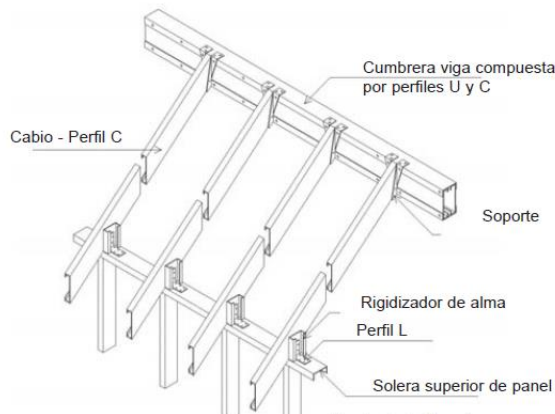


Figura 4.4.35: Cabios alineados a montantes. (ConsulSteel, 2002).

La estructura se forma con la colocación de dos cabios en sentido opuesto apoyados sobre el montante de la pared de carga en uno de los extremos y en el otro, donde coincidirían los dos cabios, son unidos por una viga llamada “cumbrera” (figura 4.4.35), que es una viga compuesta por perfiles “C” y “U” (ConsulSteel, 2002).

Para aumentar la resistencia de la cubierta y resista las cargas laterales se deben colocar rigidizadores. Este arriostramiento puede ser dado por correas de acero galvanizado colocadas perpendiculares a los cabios en su parte superior e inferior o placas diafragmas que van atornilladas en la parte superior de los cabios (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

La cabriada (figura 4.4.36) es un conjunto de perfiles galvanizados unidos que permiten grandes luces sin puntos de apoyo intermedios. Esta estructura genera un espacio en el ático que permite la circulación de aire favoreciendo la ventilación de la edificación (ConsulSteel, 2002).

Está compuesta por perfiles “C” unidos entre si mediante elementos como se ve en la figura 4.4.36.

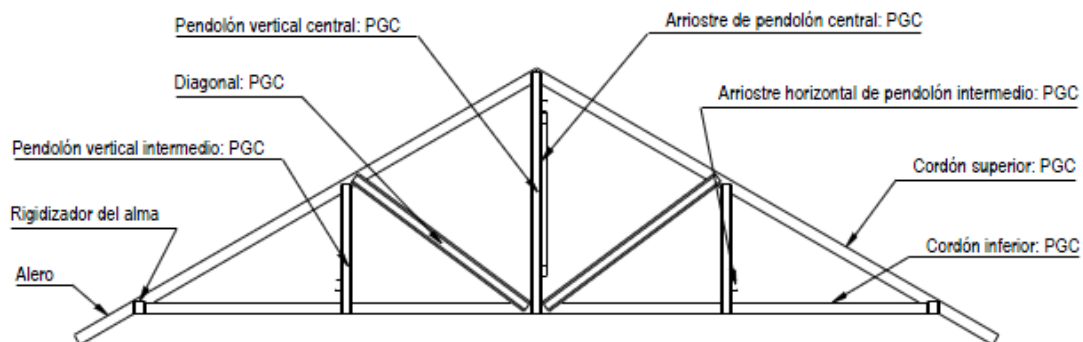


Figura 4.4.36: Piezas que conforman una cabriada. (ConsulSteel, 2002).

Para los aleros es necesario un panel auxiliar en la primera cabriada o quedar en voladizo. La modulación del alero va a depender del ángulo de inclinación del techo, ya que el alma de los perfiles del alero deben coincidir con el de los montantes de la pared de apoyo (Sarmanho Freitas & Moraes de Crasto, 2007).

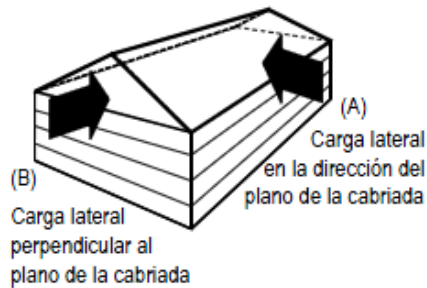


Figura 4.4.37: Carga lateral al plano de la cabriada. (ConsulSteel, 2002).

Por las características geométricas de la cabriada ésta no se deforma cuando recibe cargas laterales en la dirección de su plano A (figura 4.4.37). No obstante, la unión entre la cabriada y el muro no es rígida por lo que es necesario que los muros donde se apoya la cabriada sean paneles que se encuentren en la dirección de las cargas y que a su vez estén rigidizados (ConsulSteel, 2002).

Para las cargas perpendiculares a su plano B (figura 4.4.37) la rigidización está dada por la utilización de cruces de San Andrés y riostras transversales al plano de la cabriada o placas diafragmas como elemento rigidizador. Estos arriostramientos funcionan similar a como se describió para los paneles y forjados.

---

# 5

## STEEL FRAME – CONSIDERACIONES DE SU APLICACIÓN EN R.D.

### 5.1 Introducción

### 5.2 Logística

### 5.3 Adaptación Tecnológica del Sistema frente a las Acciones

*"Toda obra de arte debe ser seductora y si por ser demasiado original se pierde la cualidad de la seducción, ya no hay obra de arte." Antoni Gaudí.*



## 5.1\_ INTRODUCCIÓN

La estructura del Steel Frame, compuesta por perfiles metálicos conformados en frío, es una solución eficaz para la construcción de edificios de baja y mediana altura, que se ha hecho cada vez más popular en Estados Unidos, Europa, Nueva Zelanda y Australia, por su bajo costo y altas prestaciones; además de ser un método constructivo en seco que requiere menos tiempo de ejecución en obra. En la República Dominicana los perfiles laminados en frío se emplean como sub-estructuras, mayormente utilizado para particiones interiores no estructurales y falsos techos.

Su utilización como sistema no estructural lleva años de desarrollo en el sector de la construcción a nivel mundial. No obstante, su implementación como sistema estructural es relativamente nuevo. Los códigos de construcción existentes para los edificios de estructura de Steel Frame se basan únicamente en la resistencia de los marcos a carga lateral y no incorporan explícitamente los sistemas de respuesta (Nakata, Schafer, & Madsen, 2012).

Tras investigaciones recientes y el terremoto de Northridge -California ocurrido en 1994, han surgido ciertas preocupaciones sobre los sistemas de resistencia a carga horizontal (sismo y viento) en regiones de alta sismicidad.

En las estructuras aporricadas con perfiles ligeros de acero el peso sísmico es menor, al igual que la ductilidad del material. Esto permite un diseño estructural con valores relativamente bajos a los factores de reducción de la fuerza. Por consiguiente, estas estructuras son más tolerantes a daños que las estructuras clásicas, en terremotos de menor intensidad. La capacidad de este tipo de estructuras para sobrevivir terremotos más violentos (por ejemplo, los que tienen una probabilidad de 2% de ser excedido en 50 años) está sin explorar y necesitan ser aclarados. Este requiere de la evaluación de desempeño sísmico a través de la comparación entre la demanda y la capacidad sísmica (Fiorino, 2003).

La cubierta, el forjado y un sistema de arriostramiento de paredes son los elementos base para que la estructura resista cargas sísmicas. El comportamiento sísmico adecuado de una casa se basa en que estos elementos tengan la fuerza, rigidez y conectores adecuados. La conexión con la fundación también es importante y se debe tomar en consideración.

Para mantener la estabilidad de la estructura cuando es sometida a cargas horizontales se pueden considerar dos sistemas de resistencia de carga lateral básicas. Uno es logrando la estabilidad en los elementos por el uso de correas planas de acero en diagonal (Cruces de San Andrés) como arriostramiento. Y el otro, si los elementos de revestimiento tienen la resistencia y rigidez necesaria, y las conexiones adecuadas a los perfiles, los techos, pisos y paredes pueden realizar la función de diafragmas que transmitirán las cargas laterales a la cimentación (Fiorino, 2003).



Debido a que para la mayoría de las edificaciones se prevé que el comportamiento del sistema de arriostramiento de pared tendrá mayor influencia en el comportamiento de la estructura que el sistema del entrepiso y cubierta (Building Seismic Safety Council, 2006), nos enfocaremos en el arriostramiento de las paredes.

En este capítulo pretendemos explicar el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos y vientos, a través de la exposición de varios estudios que se han realizado, de los dos sistemas de resistencia a cargas laterales: arriostramiento con correa de acero y diafragma de los elementos de la estructura logrado con sus revestimientos. Finalizaremos planteando los criterios básicos que se deberán tomar en cuenta para la aplicación del Steel Frame en la República Dominicana.

## 5.2\_ LOGÍSTICA

Para la implementación del sistema Steel Frame, es importante contar con fabricantes y suplidores en el área. De lo contrario el transporte/importación encarecería los costos de construcción.

En la República Dominicana existen dos grandes industrias del acero: **Inca y el Complejo Metalúrgico Dominicano (Metaldom)**. Ambas, con muchos años de experiencia en el área, cumplen con estándares internacionales y nacionales.

- **Metaldom:** empresa con más de 40 años en la industria fabricando productos de acero para el mercado local e internacional. Estos productos cumplen con las normas de calidad de ASTM (American Society for Testing and Materials) y AISI.
- **Inca:** desde 1982 produce perfiles de acero en toda su variedad, y ha ido agregando productos a su catálogo. Actualmente está certificado por varias organizaciones internacionales como la American Welding Society, AWS. En su catálogo online ofertan perfiles galvanizados conformados en frío “Z” y “C” de varias dimensiones y espesores.

## 5.3\_ ADAPTACIÓN TECNOLÓGICA DEL SISTEMA FRENTE A LAS ACCIONES

### 5.3.1 Sismo

#### - Literatura existente

Se han realizado investigaciones experimentales sobre los muros de perfiles de acero conformado en frío arriostrados por correas diagonales de acero o revestimientos y su comportamiento como sistema estructural resistente a cargas laterales, específicamente, movimientos sísmicos.

A continuación presentamos algunos de los estudios más relevantes con el fin de tener una idea sobre los parámetros a considerar para mejorar el desempeño de éstos.

**Adham, Adham, S., Avanessian, V., Hart, G., Anderson, R., Elmlinger, J., & Gregory, J.:** *Shear Wall Resistance of Lightgauge Steel Stud Wall*. 1990.



Figura 5.3.1: Placas de refuerzo o cartelas. (Velchev, 2008).

En este estudio se realizaron cinco pruebas de carga cíclica en una pared de 2,44 x 2,44 mts. con dos montantes en cada extremo. La cruz de San Andrés fue colocada en un solo lado y cubierta con panel de yeso. Se colocó un sujetador a la base en cada lado. Las correas se conectaron a la estructura primaria de acero ligero con unas placas de refuerzo o cartelas (Fig. 5.3.1) para evitar fallo en la conexión (Moghimi & Ronagh, 2009).

El estudio se centró en el efecto de los diferentes tamaños de la correa. En la mayoría de los resultados no se observó fallo en la conexión con la placa de refuerzo. Las pruebas revelaron que aumentando la sección transversal de la correa en las cruces de San Andrés, se incrementaba la capacidad de carga del panel y su deflexión disminuía.

**Serrette & Ogunfunmi:** *Shear resistance of gypsum-sheathed light gauge steel stud walls*. 1996.

Los ensayos se realizaron aplicando fuerzas casi monótonas en una pared de 2,44 x 2,44 mts. con dos montantes en cada extremo y tres montantes interiores. Se realizaron varias pruebas con las siguientes configuraciones:

- A. Se colocó arriostramiento en "X" en la cara exterior conectadas al marco a través de cartelas diseñados para el límite de elasticidad de las correas.
- B. Se utilizó la cruz de San Andrés en un lado de la pared y placa de yeso en ambos lados
- C. Se colocaron en ambas caras la cruz de San Andrés y placa de yeso.

Los autores informaron que el tipo A, fracasó como resultado de la excesiva deflexiones laterales (Moghimi & Ronagh, 2009). La opción B falló en el desplazamiento lateral de menos de 1,7%. Y la prueba tipo C aumenta su capacidad de carga en 1,8 veces en comparación con el resultado del tipo B (Fiorino, 2003).

Serrette y Ogunfunmi llegaron a la conclusión de que el uso de cruces más placas de yeso reduce la deformación permanente de la pared y aumenta la resistencia al corte sin disminuir la rigidez aunque la necesidad de tornillos adicionales para conectar el correas pudiera ser poco práctico (Fiorino, 2003).

**Gad, Duffield, Hutchinson, Mansell, & Stark:** *Lateral Performance of Cold-Formed Steel-Framed Domestic Structures*. 1999.

El programa experimental se dividió en dos pasos: a) pruebas de dos dimensiones de marcos sin revestimiento con diferentes tipos de conexión y b) pruebas de una sola habitación de la casa en varias etapas de construcción.

- a) Las muestras medían 2,40 x 2,40 mts. (alto x largo). Cada correa que forma la Cruz de San Andrés tenía 1 mm de espesor y 25 mm de ancho, con grado de acero de G250. Para simular la masa de un techo de chapa de acero, se atornilló una viga de hormigón de 350 kg a la parte superior del marco. Se utilizaron diferentes tipos de conexión (Fiorino, 2003):
  - conexiones tipo “tab-in-slot” (remache), que son esencialmente las conexiones articuladas.
  - conexiones soldadas.
- b) La muestra de la habitación de una casa, 2,3 x 2,4 x 2,4 mts. (que representa una parte de una casa rectangular con dimensiones en planta de 11 x 16 mts.) y construida a partir de componentes a escala real.

En la prueba de dos dimensiones (a), los autores dedujeron que el componente importante en marcos individuales sin revestimiento es el sistema de soporte de la correa. En particular, se pudo concluir que el marco se rige por el fracaso del arriostramiento; el tipo de conexiones entre los miembros de la estructura no parece tener una influencia en la respuesta estructural de los pórticos arriostrados (Fiorino, 2003).

El experimento tridimensional (b) fue sometido a cargas cíclicas y sísmicas con una mesa vibradora. Estas pruebas mostraron ruptura de la correa en la conexión con el marco y en las placas de yeso alrededor de los tornillos. Los tornillos que conectan las correas con la esquina del marco fueron arrancados. En la pared con uniones soldadas las correas cedieron.

Se llegó a la conclusión de que el tipo de conexión (remache o soldadura) no influye en la respuesta lateral de la pared arriostrada con cruces de San Andrés. También que los componentes no estructurales contribuyen significativamente en el arriostramiento lateral del marco (Moghimi & Ronagh, Better connection details for strap-braced CFS stud walls in seismic regions, 2009).

**Fülop & Dubina:** *Performance of Wall-Stud Cold-Formed Shear Panels Under Monotonic and Cyclic Loading Part. I: Experimental Research.* 2004.

Se hicieron tres pruebas con cruces de San Andrés en ambas caras de la pared (3,6 mts de largo x 2,44 mts alto) bajo cargas monotónicas y cíclicas.

En los extremos se colocó doble montante y las esquinas fueron reforzadas con la colocación de perfiles "U" para dar mayor rigidez.

Aunque las esquinas fueron restringidas utilizando un perfil "U" para proporcionar más capacidad y rigidez, el daño se concentró por completo en las esquinas inferiores de los paneles. Se observaron algunos signos de elongación en las conexiones y redistribución de la carga, en el segundo y tercer montante. A pesar de los grandes alargamientos en las correas, los resultados de esta investigación no se pueden considerar verdadera representación del desplazamiento lateral de muros arriostrados por correa porque el fracaso en las esquinas aumentó el desplazamiento lateral de la pared. Las curvas de histéresis muestran que la capacidad de carga lateral máxima se encuentra en una relación de resistencia lateral de alrededor de 1%, después de que una reducción continua pero estable se produce en la resistencia, lo que refleja las fallas locales en las esquinas inferiores (Moghimi & Ronagh, 2009).

**Tian, Wang, & Lu:** *Racking Strenght and Stiffness of Cold-Formed Steel Wall Frames.* 2004.

Se llevó a cabo un estudio experimental y teórico sobre la resistencia y rigidez de diez paredes con marcos de acero conformados en frío. Cinco de las pruebas tenían 2,45 mts de altura x 1,25 mts de ancho, arriostrados con correas en diagonal, simple o doble, fijadas a la estructura de acero. Tres pruebas fueron con correas simples de 60 mm x 1 mm. Dos de las pruebas eran correas dobles y la otra se fijó en un solo lado.

En las dos pruebas dobles restantes las correas fueron fabricadas con 60 mm x 1,2 mm.

Se observaron dos modos de fallo durante los ensayos: pandeo global de la correa y el fallo de la conexión entre la correa y la esquina del marco.

Para el arriostramiento con correa por una cara, se observaron fallas en la conexión de la correa con el marco. Basándose en los resultados, se llegó a la conclusión de que el área de sección transversal de una correa afecta significativamente la flexión y la rigidez de un marco, pero tiene poca influencia en su capacidad de carga.

**Kim, T.; Wilcoski, J.; Foutch, D.; & Sung Lee, M.:** *Shaketable tests of a cold-formed steel shear panel.* 2006.

En este estudio los autores reportaron los resultados de una prueba de mesa con una edificación de dos plantas a escala real. Cada nivel consistía en dos muros de 2,8 mts de longitud y 3,0 mts de altura separadas entre sí 3,9 mts de centro a centro.

La estructura se arriostró con correas de acero de 102 mm x 1,4 mm soldada a los montantes dobles de los extremos de la pared. El ensayo dinámico mostró la estructura muy dúctil.

Según la investigación, la estructura del edificio de acero conformado en frío se comportó muy bien bajo cargas sísmicas, y se debe prestar especial atención a la correa soldada o atornillada a los montantes.

**Al-Kharat, M. & Rogers, C.:** *Testing of Light Gauge Steel Strap Braced Walls. 2005./ Inelastic Performance of Screw Connected Cold-Formed Steel Strap Braced Walls. 2008.*

Los autores probaron 31 paredes de 2,44 mts x 2,44 mts, con correas de acero de calibre ligero. Las primeras dieciséis muestras, se dividieron en tres grupos. El primer grupo de 6 especímenes fueron arriostradas con correas de acero de 58,4 mm x 1,22 mm conectado a los montantes del marco de acero. El segundo y el tercer grupo fueron fabricados con correas de acero de 101 mm x 1,52 mm y 152 mm x 1,91 mm, respectivamente, soldados a las placas de refuerzo (cartelas). Estas dieciséis muestras no fueron diseñadas siguiendo los principios básicos de capacidad; por lo que los elementos del sistema resultaron gravemente dañados o fracturados antes de que las correas cedieran.

Los siguientes quince especímenes, que fueron fabricados utilizando conexiones atornilladas, se arriostraron con correas de acero de 63,5 mm x 1,09 mm para las paredes ligeras, 127 mm x 1,09 mm en las paredes medianas y 152 mm x 1,73 mm en paredes pesadas. Estas paredes se elaboraron a raíz de una capacidad sísmica de diseño similar a la que se encuentra en el CSA S16 (2005) (*Canadian Standards Association*).

En general, el modo de falla observado fue la deformación en la sección transversal de las correas. Además, se observó, la fractura de la sección neta de los tirantes durante los ensayos cíclicos de las paredes ligeras y pesadas. Se encontró que a velocidad de deformación más alta, la resistencia a la tracción del acero disminuye, lo que podría producir rotura (Moghimí & Ronagh, 2009).

**Moghimí & Ronagh, 2009:** *Better connection details for strap-braced CFS stud walls in seismic regions.*

En este programa experimental se evaluaron 9 configuraciones a escala real para comprobar el desempeño de 4 tipos de arriostramientos en "X". Todas las muestras fueron construidas de acuerdo a las especificaciones de (Building Seismic Safety Council, 2003).

Para todos los componentes de los paneles se utilizaron perfiles "C" G550 de acero de 90x 36x 55 mm conectados entre sí por un remache en cada correa. En los extremos del panel se utilizaron dos perfiles unidos por sus almas con tornillos cada 150 mm. En el arriostramiento se utilizaron correas perforadas para evitar un desgarramiento prematuro de la correa en la unión con el marco del panel. Estas fueron fijadas al marco con tornillos autoperforantes #10 10-16, colocando suficientes tornillos para evitar fallas en las conexiones y permitir la elasticidad de la correa.

El primer tipo de arriostramiento, CC2, tenía cuatro soportes en cada esquina. El siguiente tipo, CD1, con las mismas características que el anterior, pero los montantes de los extremos son dobles unidos por sus almas (como se ilustra en la figura 5.3.2) y se colocaron correas en ambas caras del panel.

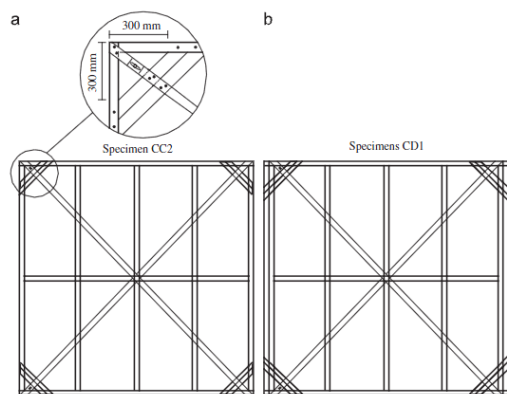


Figura 5.3.2: Tipo CC2 y CD1. (Moghimi & Ronagh, 2009).

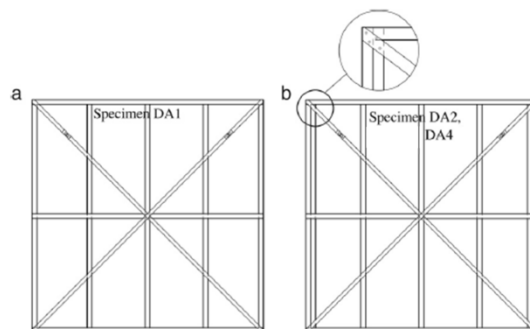


Figura 5.3.3: Tipo DA1, DA2 y DA4. (Moghimi & Ronagh,

La tercera muestra, tipo DA1, estudia la unión por tornillos directamente a las cuatro esquinas exteriores del marco. El siguiente modelo, DA2, es igual al anterior pero utilizando doble montantes en los extremos de la pared como se ve en la figura 5.3.3. Mientras que el tipo DA4, es el modelo anterior con la diferencia de que se colocaron las correas en "X" a ambos lados del panel.

Los siguientes prototipos, DB1, DB4 y DC3, utilizan un modelo parecido al anterior pero se estudian las conexiones de la correa a las articulaciones de los bastidores interiores de la pared. Como se aprecia en la figura 5.3.4, el modelo DB4 se diferencia del DB1 en que el montante interior al que se conecta la correa es doble. Por otra parte, el estudio del modelo DC3, es media pared de 1,2 x 2,4 mts. con doble montante en los extremos y dos bloqueadores separados 800 mm entre ellos y de la soleras. Este modelo investiga el efecto de la continuidad de las soleras en el rendimiento lateral de la pared arriostrada con correas en "X".

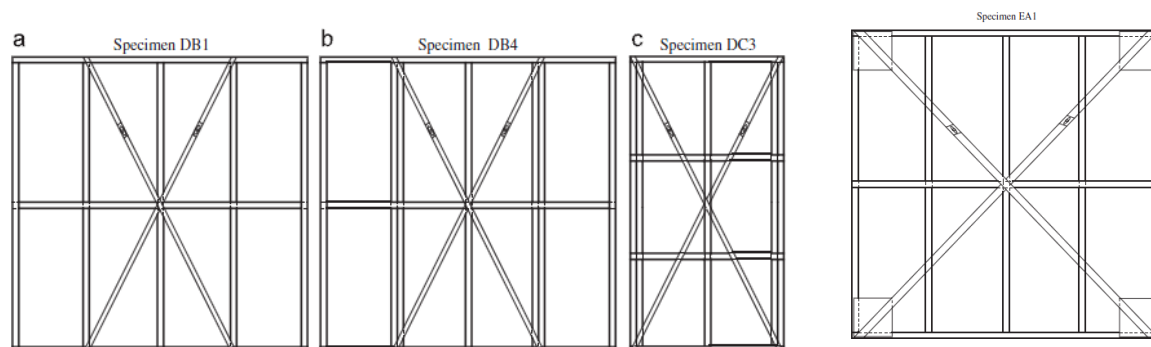


Figura 5.3.4: Tipo DB1, DB4, DC3 y EA1. (Moghimi & Ronagh, 2009).

En el modelo EA1, se utilizaron correas sólidas y placas de refuerzo, o cartelas, en las 4 esquinas del panel. Se cree que este sistema no es práctico porque puede producir irregularidad en la pared terminada con yeso por el grosor del cartel y la cabeza de los tornillos. Sin embargo, las placas de refuerzo son ventajosas porque dan mayor espacio para la conexión de las correas a los marcos eliminando la posibilidad de fallo por tensión.

Los resultados en cada una de las muestras:

#### **CC2**

Se observó un buen desempeño, sin fallas, y un alto nivel de elasticidad en el material de las correas. El sistema se mostró muy rígido especialmente en el desplazamiento acumulado menor a 30 mm (1.25%).

#### **CD1**

Los resultados fueron buenos, sin muestras de fallo en el panel, luego de las pruebas de rango de desplazamiento.

#### **DA1**

La muestra perdió su capacidad de resistencia de carga lateral completamente en el primer ciclo debido al pandeo en la parte superior del extremo izquierdo y deformación de la parte derecha de la solera superior adyacente al montante del extremo derecho. Las cargas laterales correspondientes a los fracasos anteriores fueron +3,7 y -4,2 kN. Debido a que las correas están a 45°, las fuerzas inducidas en el lado izquierdo y en la solera superior, lo que provocó pandeo, eran iguales a la resistencia de carga lateral en el momento del fallo, sin embargo, ambos eran más bajos que la capacidad de pandeo de un solo montante de acuerdo a pruebas experimentales (7.4 kN) debido a la falta de continuidad en las cuatro esquinas.

#### **DA2**

El rendimiento de este test fue bueno y las correas tuvieron buen comportamiento. Este test se repitió obteniendo resultados similares.

#### **DA4**

Con este modelo se obtuvieron muy buenos resultados. Esta pared pudo resistir casi el doble de la capacidad de carga lateral comparada con aquella con arriostramiento en una sola cara, aunque mostro una menor rigidez.

El establecimiento adecuado de los sujetadores en las cuatro esquinas del marco es de vital importancia para obtener una respuesta aceptable. Por otra parte, la colocación de cuatro cortes de perfiles "C" en las cuatro esquinas, donde se conectan las correas, puede contribuir a mejorar el rendimiento del sistema. Esto, con una pequeña longitud de 400 mm, conectada a ambas pestañas con un tornillo cada 100 mm, puede mejorar la respuesta del sistema de manera significativa.

#### **DB1**

Aunque la pared presentó un funcionamiento estable, se produjo una importante reducción en la resistencia de carga lateral en el primer ciclo debido al pandeo local en la parte superior izquierda y derecha del marco, aunque las correas cumplieron en su mayoría el rendimiento esperado. La pared mostró una respuesta dúctil con una resistencia de carga lateral inferior en comparación con las paredes DA1 y DA2. Esto se atribuye a la mayor pendiente de las correas en la pared actual. Aunque los parámetros de la prueba fueron idénticos a la prueba DA1, no se produjo ningún pandeo lateral por torsión, debido a la continuidad de la articulación a la que están conectadas las correas.

#### **DB4**

El estudio muestra que la pared puede proporcionar aproximadamente el doble de la resistencia lateral que en aquellas donde la correa de refuerzo se colocó en una cara.

No se proporcionó sujeción a la viga de carga, con el fin de investigar el efecto de continuidad en la demanda de fijaciones de la correa a la conexión del montante. A diferencia de DA1, no se observó ningún fallo de importancia en la conexión con la solera. Por lo tanto, la incorporación de las fijaciones es importante cuando las correas estén conectadas a las esquinas exteriores de una pared.

#### **DC3**

Esta pared mostro un buen desempeño sin observarse ningún fallo. Comparándola con la muestra anterior nos damos cuenta que los montantes dobles en los extremos, correctamente conectados a la solera, aporta continuidad a los componentes. En consecuencia, la diferencia entre el interior y exterior de las esquinas en términos de apoyos de rotación para el pandeo de los montantes es insignificante. Sin embargo, la demanda de sujeción en este último es mayor y más crítico.

#### **EA1**

El rendimiento global lateral del panel es muy bueno, sobre todo desde el punto de vista de rigidez y ductilidad. Sin embargo, se produjo un pandeo local en las partes superior e inferior del montante de tracción cerca de las conexiones de la placa de refuerzo.

- **Tipos de refuerzos frente a sismo**
- **Cruces de San Andrés**

Consisten en correas planas de acero fino en forma de "X" conectadas a la estructura primaria con la finalidad de transferir las fuerza de tracción y unidas en su intersección para reducir la tendencia a ceder. Este tipo de arriostramiento se suele utilizar en paredes, techos y cubiertas.



*Figura 5.3.5: Arriostramiento en "X". (Fiorino, 2003).*

Estos deben ser capaces de mantener su capacidad de resistencia sin ningún tipo de falla: de conexiones, pandeo de las vigas o falla del anclaje (Moghimi & Ronagh, 2009).

Este tipo de refuerzo se debe emplear siempre, en la medida de lo posible. Según (Fiorino, 2003) este sistema tiene buen desempeño en edificaciones con pocas aberturas, de lo contrario recomienda buscar otras soluciones.



Este tipo de arriostramiento está compuesto por las correas y en algunos casos, las cartelas para atornillarlas al marco, la cantidad de tornillos que se utilice dependerá del diseño estructural. Las cartelas, según algunos autores, ayudan a un mejor desempeño del arriostramiento ante cargas laterales.

En pruebas realizadas (Martínez, 2007) se ha concluido que la pared tiene mejor comportamiento en sismos cuanto menor es la resistencia de la cruz de San Andrés frente a los elementos principales como el marco. Mientras más resistencia tienen las cruces, mayor susceptibilidad de aparición de mecanismos de colapso relativos a los elementos principales.

La colocación de las cruces es también un factor importante, ya que si estas no han sido colocadas según los requerimientos de diseño se incrementarán las posibilidades de fallo.

Los modos de fallo en la conexión de las correas que forman la cruz de San Andrés con el marco conectados con tornillos autoperforantes pueden ser (Martínez, 2007):

- Inclínación del tornillo: este es el primer fenómeno que aparece en los tornillos cuando son sometidos a cargas (figura 5.3.6 a).
- Aplastamiento de la chapa de acero: la chapa sufre una abolladura debido a una compresión excesiva del tornillo sobre ésta (figura 5.3.6 b).
- Rotura por sección neta: se produce una rotura por una sección de la chapa. Normalmente esta suele ocurrir en el punto débil más cercano a la aplicación de la fuerza, cuando toda la sección alcanza una tensión igual a la tensión última del material (figura 5.6.3 c).
- Extracción del tornillo a tracción: este fenómeno está precedido por la inclinación del tornillo; a medida que la carga aumenta la chapa va cediendo hasta que el tornillo queda fuera (figura 5.6.4 d).
- Punzonamiento de la chapa: consiste en el punzonamiento de la chapa por la cabeza del tornillo. Este solo sucede en conexiones con atornilladas convencionalmente (figura 5.6.5 e).
- Rotura de los tornillos autoperforantes: es la rotura de la cabeza del tornillo. Este se produce en uniones muy rígidas con piezas de espesores gruesos (figura 5.6.6 f).

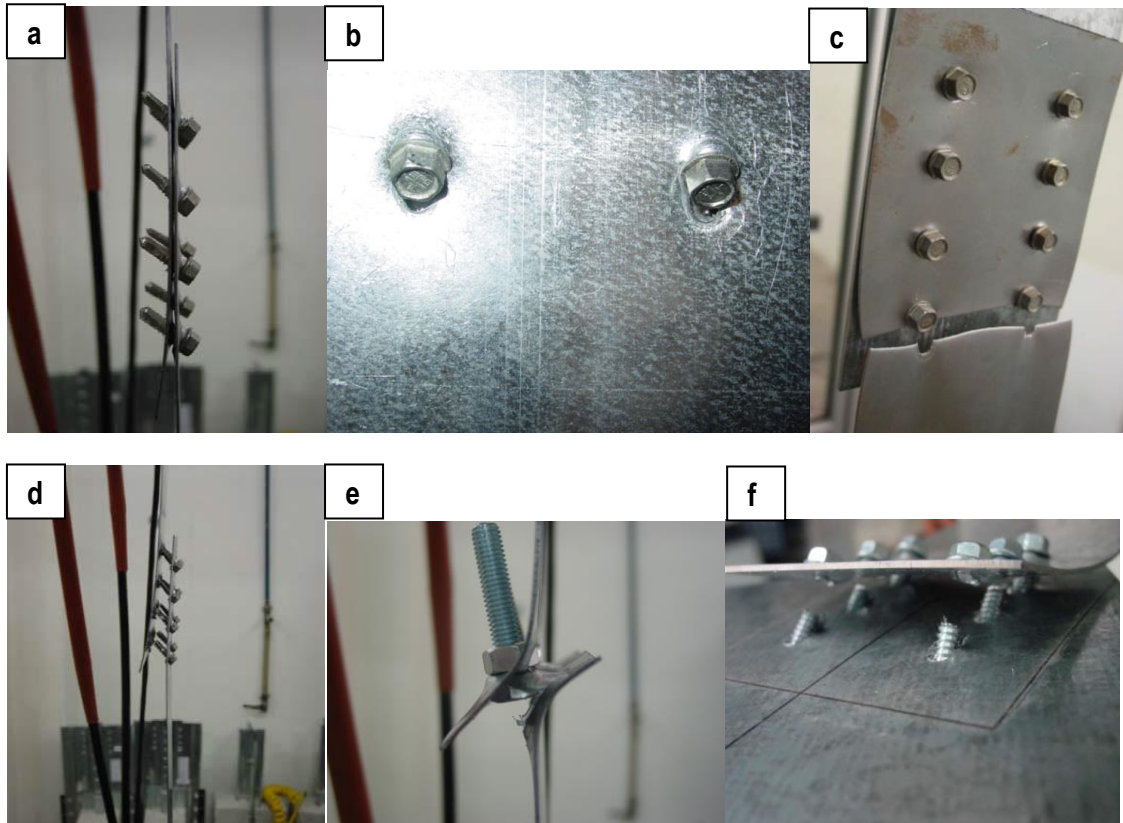


Figura 5.3.6: Ejemplos (a, b, c, d, e, f) de formas de fallo. (Martínez, 2007).

La colocación de las cruces de San Andrés es según requerimiento del cálculo estructural. Sin embargo, estas siempre se deben colocar en las esquinas y donde existen aberturas (figura 5.3.7).

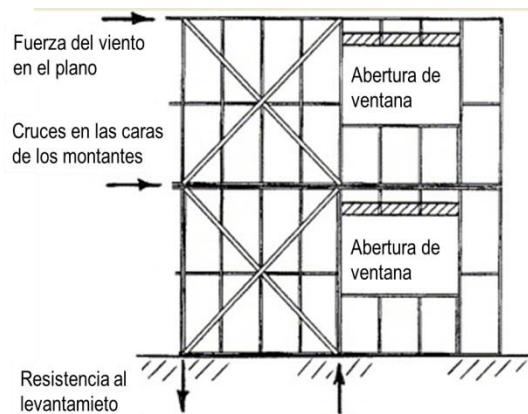


Figura 5.3.7: Colocación de las correas de arriostamiento en aberturas. (Davies, 2006)

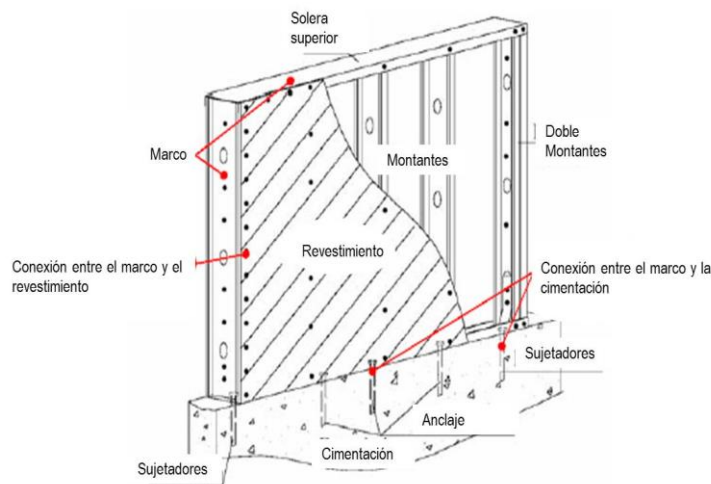
## - Paredes diafragma

Se suelen utilizar paneles de diferentes materiales como revestimiento estructural fijados al marco para proporcionar un sistema de resistencia a las fuerzas laterales producidas por las cargas sísmicas y acciones del viento.

En los códigos americanos como el Uniform Building Code UBC 1997 y el International Building Code IBC 2000 los tipos de paneles permitidos en este tipo de pared son: paneles a base de madera, puede ser madera contrachapada o tablero OSB, de hoja de acero; paneles de yeso GWS o tableros de revestimiento de yeso GSB.

La capacidad a cortante de este tipo de paredes depende de varios factores (Fig. 5.3.8), que se pueden agrupar de la siguiente manera (Fiorino, 2003):

- Fortaleza del revestimiento
- La resistencia en las conexiones entre el marco y el revestimiento
- Resistencia del marco
- Resistencia de la conexión entre el marco y la cimentación.



*Figura 5.3.8: Componentes de una pared diafragma y factores que influyen en su resistencia. (Fiorino, 2003).*

Cada uno de estos factores antes mencionados puede fallar de distintas maneras. Los revestimientos comúnmente utilizados son capaces de evitar el colapso. La conexión entre el marco y el revestimiento es donde se produce con mayor frecuencia la falla de la pared (Fiorino, 2003). Estas conexiones atornilladas son sometidas a fuerza de cortante en consecuencia su modo de fallo puede ocurrir porque el marco de acero ceda, por inclinación del tornillo, por el corte del tornillo o porque el panel de madera falle. Figura 5.3.9.

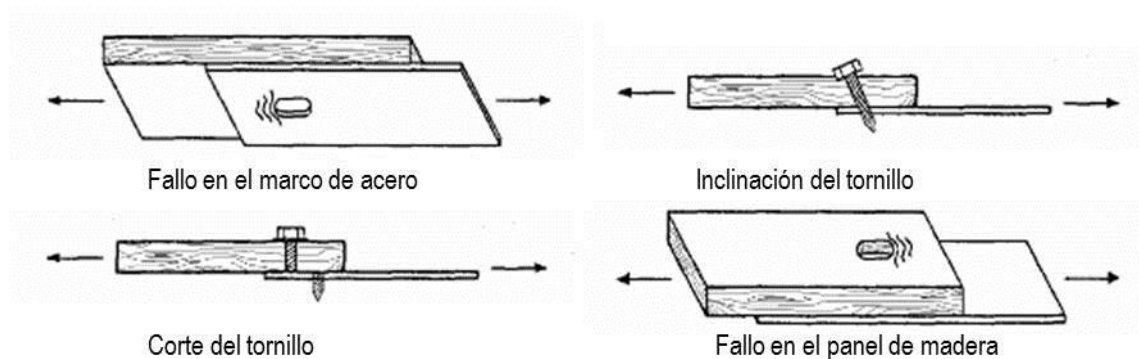


Figura 5.3.9: Modos de fallo en las conexiones entre el revestimiento y el marco. (Fiorino, 2003).

A partir del estudio de las investigaciones experimentales se puede determinar los factores básicos que están influenciados por las cargas laterales (Fiorino, 2003).

### El revestimiento utilizado:

Diferentes estudios se han realizado sobre el comportamiento de los tipos de revestimientos y su espesor, ante cargas laterales. En estos estudios experimentales se analizaron los tableros de OSB, paneles de yeso GWB, tablero de revestimiento de yeso GSB, hoja de acero SSS, y madera contrachapada PLY. Para entender la capacidad estructural asociada a diferentes tipos y espesores de revestimiento, en la tabla 5.3.1 se muestra una comparación entre los valores medios de resistencia a fuerza de corte de acuerdo a la experimental existente. Estos valores se normalizaron con respecto a valores medios de resistencia al corte de muros reforzados con 11,1 mm de espesor OSB.

Tipo de revestimiento y espesor (e)	Promedio	Desviación estándar
OSB e=11,1 mm	1,00	
PLY e=11,9 mm	1,10	0,09
GWB e=12,7 mm + GWB e= 12,7 mm	0,83	0,01
OSB e=11,1 mm + GWB e= 12,7 mm	1,39	0,58
SSS e= 0,46 mm	0,91	
SSS e= 0,69 mm	0,86	0,12
GWB e= 12,7 mm + GSB e= 12,7 mm	0,78	0,36

Tabla 5.3.1: Capacidad de los diferentes tipos y grosores de revestimientos. (Fiorino, 2003).

A partir de estas comparaciones, es posible concluir que PLY tiene un poco más alta capacidad (aproximadamente 10%) de resistir fuerzas de corte en comparación con el tablero OSB; mientras que la capacidad de GWB y GSB es mucho menor (aproximadamente 60%) que la de OSB. Por otra parte, la adición de GWB en la cara opuesta de la pared aumentó la capacidad de la resistencia al corte en aproximadamente un 40%. Por último, el SSS presentó una capacidad de fuerza relativamente más pequeña (aproximadamente 10%) que el OSB.

- **El marco:**

Los estudios han demostrado que la utilización de un revestimiento de mayor espesor y montantes dobles en los extremos del marco unidos por sus almas permite un desempeño favorable de la pared resistiendo las cargas laterales. También plantearon que la reducción del espaciamiento entre montantes no aumentaba significativamente la resistencia del conjunto.

- **Fijaciones:**

Estudios han demostrado que la reducción de los espacios entre los elementos de fijación en el borde de los paneles mejora significativamente la resistencia. Además, que en el

revestimiento de PLY (11,9 mm de espesor) o OSB (11,1 mm de grosor) fijados a elementos con espesores de 0,84 mm a 1,09 mm, se deben utilizar tornillos auto perforantes 4,2 x 25 mm (diámetro x longitud) de cabeza plana o cabeza embudo (figura 5.3.10). Mientras que para los paneles de yeso (12,7 mm de grosor) se deben utilizar tornillos auto perforantes de 3,5 x 25,4mm tipo cabeza embudo.



Cabeza plana

Cabeza embudo

*Figura 5.3.10: Tipos de tornillos. (The Cad Setter out, 2013).*

- **Geometría:**

Este factor se refiere a la relación de aspecto (altura/longitud) de la pared y las aberturas.

En cuanto a la relación de aspecto los estudios muestran que esta es prácticamente insignificante cuando se encuentra en intervalo de 0,3 a 2. Sin embargo la resistencia a las fuerzas de cortante disminuye cuando esta relación aumenta de 2 a 4 (Serrette, et al., 1997).

El Centro de Investigaciones de la NAHB, (NAHB Research Center, 1997), examinó la influencia del tamaño de la abertura. Los valores de resistencia obtenidos a partir de sus pruebas se presentan como una función de la relación del área de revestimiento ( $r$ ). Se concluyó que una reducción de ( $r$ ) aumenta la capacidad de resistencia.

- **Tipo de carga:**

Estudios realizados demostraron que las cargas cíclicas reducen el rendimiento en muros, en comparación con las cargas monótonas. La comparación entre los resultados de las pruebas monótonas y cíclicas revela que la resistencia a las fuerzas laterales bajo cargas cíclicas es de aproximadamente 10% en promedio menor que la bajo carga monótonas.

- **Técnicas de construcción y detalles de anclajes:**

Casi todas las referencias ponen de relieve el efecto importante del detalle de anclaje de esquina en la fundación en la respuesta a la fuerza de corte en paredes con montantes de acero. De hecho, si las cargas no se transmiten directamente desde los montantes finales a la fundación por fijaciones rígidas como placas angulares o sujetadores, puede ocurrir una flexión importante de la solera inferior, hasta su fallo por una reducción de su resistencia a cortante y rigidez.

### 5.3.2 Viento

Las fuerzas de viento actúan en una casa a través de cargas horizontales similares a las de un terremoto. Sin embargo, las cargas de viento también actúan sobre el revestimiento de la casa, las paredes y cubiertas de techo.

A pesar de que el sismo produce básicamente esfuerzos horizontales como el viento; el resultado en la estructura puede ser completamente distinto. El viento produce una acción que depende de la superficie expuesta, no importando las características dinámicas de la estructura; es decir, que una cubierta liviana o pesada, con dimensiones exteriores iguales, la carga de viento sería la misma mientras que la carga sísmica sería superior en la que posea más masa. Además en este caso interesan las características dinámicas de la estructura, su rigidez, grado de amortiguamiento, etc. (Delaloye, 2009). Las edificaciones en regiones ciclónicas deben ser lo suficientemente rígidas para transmitir las cargas de viento al suelo y evitar el colapso y vuelco del edificio.

Para que la estructura pueda resistir estas cargas es necesario que se provea de un sistema de anclaje donde la cubierta esté conectada a las paredes y éstas a la zapata logrando una cadena de conexiones. Para prevenir el colapso por las fuerzas horizontales, la estructura debe estar provista de un sistema de arriostramiento adecuado, y el sistema ser continuo donde cada elemento estructural está interconectado a sus elementos estructurales adyacentes en todo el edificio (Eco Housing, 2013).

El sistema de anclaje se logra utilizando conectores adecuados. Cada uno de ellos debe ser capaz de resistir las fuerzas de vuelco, ya que la probabilidad de la estructura a resistir las cargas de viento está relacionada con su pieza más débil.

La velocidad de viento de diseño para un sitio en particular debe tener en cuenta factores que pueden aumentar o disminuir la velocidad del viento local (la altura del edificio, la topografía, otras estructuras, terrenos suburbanos, etc.) (Henderson & Ginger, 2008).

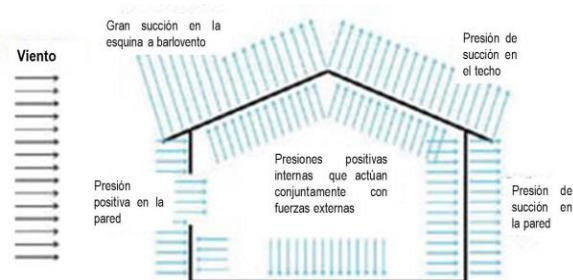


Figura 5.3.11: Fuerzas de viento con abertura en la pared a barlovento. (Henderson & Ginger, 2008).

Las presiones que actúan sobre una estructura simple se muestran en la figura 5.3.11. Se pueden observar las altas presiones de succión en el borde delantero de la cubierta.

Se debe tener en cuenta la alta presión interna causada por una abertura dominante, especialmente en las paredes del edificio a barlovento. De lo contrario, la presurización en el interior actúa junto con las presiones de

succión externa causando el aumento de la carga en el revestimiento y la estructura. Dependiendo de la geometría del edificio, este aumento en la presión interna puede duplicar la carga en la estructura, lo que aumenta el riesgo de falla (Henderson & Ginger, 2008).

Las estructuras de acero conformados en frío, al igual que para sismos, dependen exclusivamente de arriostramiento en las paredes exteriores para resistir las cargas de viento (International Code Council, 2003). Los revestimientos en las paredes exteriores se utilizan con frecuencia para estabilizar los edificios de Steel Frame, protegiéndolos de los efectos de las cargas de viento en particular.

La construcción de acero conformado en frío es, en muchos aspectos, como la construcción ligera de marcos de madera (Building Seismic Safety Council, 2006). El IRC (International Code Council, 2003) contiene disposiciones parecidas a las del entramado ligero de madera para estructuras de acero conformados en frío. El peso del techo, paredes, entrepisos de entramados ligeros de acero son iguales o ligeramente inferiores a los del entramado de madera y dan lugar a cargas sísmicas y de viento muy similares (Building Seismic Safety Council, 2006).

Partiendo de este planteamiento, y debido a los pocos estudios experimentales que se han podido encontrar sobre el diseño de estructuras de acero conformado en frío en regiones ciclónicas, en este trabajo también se han tomado como referencia algunos estudios hechos para edificaciones de entramados ligeros de madera.

#### **- Literatura existente (Vessby, Källsner, & Girhammer, 2010)**

Se analizan tres diferentes configuraciones (incluyendo uno, dos y tres segmentos) sometidas a dos condiciones de carga diferentes (diagonal y la carga horizontal). Se utilizó un segmento típico de un muro estructurado con entramados de madera; es decir, montantes, soleras y el revestimiento (OSB, Plywood, Panel de yeso) sujetado al marco por medio de sujetadores mecánicos. Los elementos de fijación cerca del borde de la hoja de revestimiento se encuentran a una distancia de 100 mm entre sí, mientras que aquellos en el centro tienen una separación de 200 mm.

En estas tres muestras se analizan tres comportamientos: fuerza de contacto entre paneles adyacentes, desplazamiento de los sujetadores y comportamiento del muro por características distintas a la de la unión entre revestimiento y marco.

Es bien sabido que las propiedades de las juntas entre el revestimiento y el marco son decisivas para la propiedad de la pared de corte.

Muros total y parcialmente anclados fueron modelados para evaluar los efectos del contacto entre hojas adyacentes. Como era de esperar, en los muros de corte totalmente anclados, la influencia de contacto entre las hojas es insignificante, pero en el muro parcialmente sujetado la fuerza de contacto llega a ser significativa.

El estudio también muestra que las curvas de carga-desplazamiento de los muros varían considerablemente dependiendo del grado de comportamiento dúctil de la conexión entre el revestimiento y el marco. Este resultado es decisivo para la determinación del valor de diseño en la junta del revestimiento-marco en un análisis plástico rígido de la capacidad de carga de los muros de cortante.

### **(Fox & Schuster, 2000)**

Se construye una pared con una combinación de montantes y soleras. Los montantes y soleras son perfiles de acero “C” típicos. Los espesores de acero varían de 0,84 a 1,91 mm. El montante se diseña para llevar la carga lateral a través de la solera a la cimentación.

El autor realiza su análisis a partir de datos de estudios previos, los cuales utiliza para desarrollar recomendaciones de diseño para la resistencia a rotura. Uno es el realizado por Schumacher, Fox, y Schuster, en su estudio publicado en 1998 *Web Crippling Behaviour of Laterally Loaded Cold Formed Steel Studs at the Stud/Track Connection*. El segundo estudio utilizado es el desarrollado por Lewis, Fox, y Schuster, *Further Study into the Web Crippling Behaviour at the Stud to Track Connection*, 1999. Por último, de los autores Drysdale y Breton, *Strength and Stiffness Characteristics of Steel Stud Backup Walls Designed to Support Brick Veneer Part 1*, de 1991. Todos estos estudios fueron publicados en Ontario, Canadá.

Un procedimiento de diseño se ha presentado para el cálculo de la capacidad lateral de un montante conectado a la solera. En este procedimiento se reconocen los dos modos de falla observados: aplastamiento en el alma del montante y perforaciones a través de la solera.

La práctica de colocar en la solera un perfil de un calibre menor al montante debe ser revisada para evitar una posible falla en la solera. Para asegurarse de que la falla del doblez o pestaña en el montante sea el criterio límite de diseño, la solera debe ser del mismo grosor que el montante o mayor.

### **(Carr, Mansour, & Mills, 2004)**

Este estudio investigó la conveniencia de utilizar articulaciones “knee-joints” con tornillo auto perforante en edificios de marcos de acero ligero en regiones ciclónicas. Además, pone a prueba un método mejorado de junta-rótula, para asegurarse de que las juntas mantienen una relación constante de cargas de flexión y axiales, combinadas cuando se utiliza una variedad de tamaños de los miembros en la máquina de ensayo.

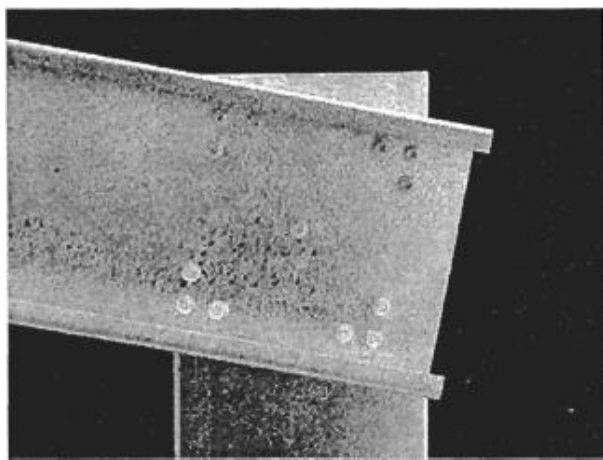


Figura 5.3.12: Articulación “knee-joints” con tornillo autoperforante utilizada en la investigación. (Carr, Mansour, & Mills, 2004).

Se realizó un ejercicio para identificar los momentos críticos en la articulación/junta y para determinar las capacidades requeridas para soportar cargas de vientos ciclónicos y no ciclónicos. El análisis (tabla 5.3.2) mostró que una articulación “knee-joint” con tornillo auto perforante debe ser capaz de resistir momentos de flexión de diseño de por lo menos (16,7kNm) con el fin de ser considerada como una opción de diseño adecuado para regiones ciclónicas.



Se seleccionaron tres tipos de uniones diferentes para las pruebas basadas en diseños existentes. También se llevaron a cabo ensayos de resistencia a cargas de cortante durante esta fase, con el fin de determinar la capacidad de corte nominal del tornillo autoperforante a utilizar (tamaño #12-14x20 y #14-10x22). Se adoptaron fuerzas de 2,2 kips (9,8kN) y 2,6 kips (11,8kN).

Categoría de zona de viento y tipo de suelo (Australia)	Velocidad de viento de diseño (km/h)	<i>Knee-joint.</i> Momento de flexión (KNm)	
		Levantamiento (apertura)	Hacia abajo (cierre)
<b>A3</b>	135	8,14	3,51
<b>C3</b>	<b>195</b>	<b>16,7</b>	<b>6,44</b>
<b>C1</b>	219	21,4	8,11
<b>D3</b>	241	25,8	9,57
<b>D1</b>	277	34,2	12,5

Tabla 5.3.2: Diseño momentos de viento en zonas ciclónicas y no ciclónicas. (Carr, Mansour, & Mills, 2004).

Para el primer diseño de la articulación se tomó en cuenta el prototipo descrito por Mills y Miller (2001). Los tamaños de secciones utilizados se nombraron como C20015 y C25019. El segundo tipo adoptado para esta investigación es el diseño de Mills (2000). Estas pruebas confirmaron las deficiencias asociadas con el uso de técnicas de conexión de acero laminado en caliente para esta junta en estructuras de acero conformado en frío. El conjunto fue construido con dos secciones de C20015 con una placa (255 x75 x16 mm) soldada al extremo de la viga. El tercer diseño probado era una articulación “knee-joint” con cartela, construida con una chapa de acero de 3mm de espesor. Este tipo de unión se eligió para permitir una comparación directa que debe hacerse entre la capacidad de la junta “knee-joint” con tornillos auto perforantes y la articulación que se está utilizando actualmente en regiones ciclónicas, cuyos resultados contribuirán a determinar si se pueden implementar las juntas-rótulas a regiones ciclónicas.

Se concluyó, que en general, la junta “knee-joint” con tornillo auto perforante es capaz de soportar las cargas experimentadas en condiciones ciclónicas, por lo tanto se recomiendan como tornillos de fijación del techo en regiones ciclónicas.

Al comparar este tipo de unión con la junta que se utiliza actualmente en las regiones ciclónicas (la cartela), se debe considerar la diferencia considerable de costes. La cartela se calculó que era aproximadamente diez veces más costosa que la articulación “knee-joint” con tornillos auto perforantes.

Comparando los tipos de uniones analizadas, ambas resultaron ser uniones rígidas y fuertes. Sin embargo, la articulación cartela demostró ser ligeramente superior.

## - Vuelco

Es un momento externo que ocurre en la base de la estructura por la aplicación de una carga lateral en un punto localizado por encima de la base y que produce la pérdida del equilibrio.

Debido a que las cargas horizontales se aplican en lo alto de la edificación y se transmite a la fundación, las cargas se desarrollan en los muros de arriostramiento. En las siguientes figuras se ilustra una trayectoria de carga posible para vuelco. La figura 5.3.13 muestra un alzado en el que a cada uno de los puntos de la trayectoria de la carga de vuelco se da un número, OV1 a OV8, correspondientes a lugares con cargas de levantamiento o aplastamiento debido a vuelco. La imagen de la derecha muestra una elevación de la misma pared que ilustra deformaciones de vuelco que se producirán por cargas de sismo de izquierda a derecha. Levantamiento o tensión se produce en un extremo de la pared al mismo tiempo que una fuerza hacia abajo (aplastamiento) o de compresión ocurre en el otro extremo (Building Seismic Safety Council, 2006).

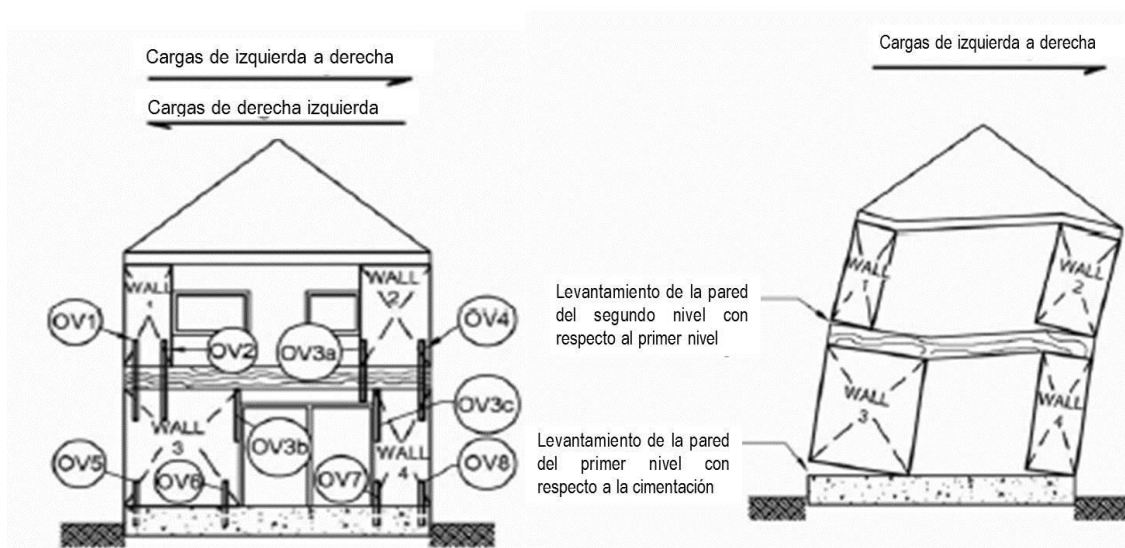


Figura 5.3.13: Conexiones deformaciones de la trayectoria de carga de vuelco. (Building Seismic Safety Council, 2006).

El IRC sólo especifica las conexiones (correas de sujeción o soportes) para evitar el vuelco para un número limitado de alternativas. Los conectores utilizados para resistir las cargas horizontales en la mayoría de los diseños de IRC deberán resistir las cargas de vuelco, también. Esta es una diferencia importante entre el diseño normativo y diseño de ingeniería en la que se debe proporcionar explícitamente resistencia a las cargas de vuelco.

En la figura se muestra el uso de correas para resistir las cargas de vuelco; sin embargo, este puede ser resistido por las conexiones que utilizan otros dispositivos tales como tornillos, clavos o soportes de sujeción (Building Seismic Safety Council, 2006). Debido a que diferentes tipos de elementos se pueden deformar de manera distinta bajo carga es preferible utilizar el mismo tipo de conexión para un nivel de piso completo. Las variaciones en el tipo de conector de una planta a otra son aceptables.

En un diseño de ingeniería, al considerar la carga de vuelco es normal que se incluya el efecto de la carga muerta en la reducción de levantamiento (Building Seismic Safety Council, 2006); sin

embargo, este nivel de detalle de cálculo no está considerado en las disposiciones del IRC. Los conectores de sujeción se deben colocar donde sea necesario, independientemente de la carga muerta, para así mejorar la transferencia de carga y disminuir el daño.

Las disposiciones de la normativa IRC para los tipos de refuerzo de pared, confían en que los anclajes resistentes a las cargas horizontales más el peso propio del edificio es suficiente para soportar las cargas de vuelco. Sin embargo, pruebas indican que es más confiable el uso de dispositivos de anclaje positivos (sujetadores) (Building Seismic Safety Council, 2006).

#### - Presiones interiores

Una de las consideraciones más importantes sobre los vientos en la estructura son las presiones interiores que pueden llegar a ocurrir dentro de la edificación y afectar la cubierta; si no está bien ejecutada puede sufrir daños severos incluso pueden llegar a desprender elementos de la cubierta.

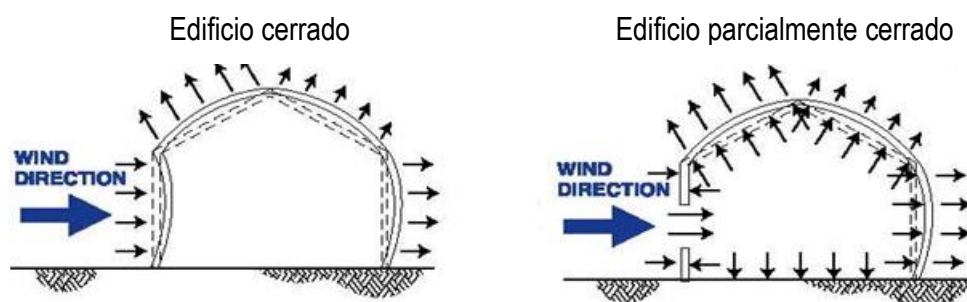


Figura 5.3.14: Acciones del viento en una edificación cerrada y una edificación parcialmente cerrada. (Hensen, 2013).

En el cálculo de la estructura se debe incluir la presión de diseño. Esta es, como se puede ver en la figura 5.3.14, la presión de diseño del techo es la suma del levantamiento (uplift) en la superficie exterior y el levantamiento en la superficie interior desde cualquier presión interna (Hensen, 2013). La norma ASCE-7 proporciona un método para el cálculo.

FM- Factory Mutual, compañía aseguradora de Estados Unidos, realizó cambios significativos en sus estándares de resistencia al levantamiento de edificios luego de las pérdidas durante la temporada ciclónica 2004 y 2005.

Esta compañía incrementó dramáticamente sus estándares en los edificios asegurados en las zonas de alto riesgo, como el área costera de Estados Unidos y las islas del Caribe. En las zonas de menor riesgo, interiores, también se incrementaron las exigencias pero en menor medida (Schneider, 2008).

FM exige a sus asegurados que los componentes de la cubierta cumplan con la presión mínima de levantamiento establecida sin que ésta sufra daño y que con la mitad de la presión mínima los daños no sean permanentes (FM Approvals LLC, 2010). La presión mínima de levantamiento requerida para la clasificación de tormenta deseada se establece en la siguiente tabla, incrementando de 15 Psf (libra/pie<sup>2</sup>).

Clasificación de Tormenta	Presión de Levantamiento Mínima	
	Psf (KPa)	Kg/m <sup>2</sup>
<b>1-60</b>	60 (2,9)	292,95
<b>1-75</b>	75 (3,6)	366,18
<b>1-90</b>	90 (4,3)	439,42
<b>1-105</b>	105 (5,0)	512,65
<b>1-120</b>	120 (5,7)	585,89
<b>1-135</b>	135 (6,5)	659,12

Tabla 5.3.3: Presiones mínimas requeridas según la clasificación de tormenta. (FM Approvals LLC, 2010).

Por otro lado, el Roofing Industry Committee on Weather Issues, RICOWI, durante el período 2004-2005, tras el paso de los huracanes Katrina, Charley e Iván, realizó inspecciones de casi 200 cubiertas de edificios en Florida. Los resultados revelaron que el 80% de las cubiertas que habían sufrido daños estaban relacionados con mala instalación, y no de diseño o normas (Schneider, 2008).

Se encontraron muy pocos casos de cubiertas con daños que habían sido ejecutadas según el diseño y las normas. Los investigadores descubrieron que en la instalación no siempre se utiliza el número requerido de fijaciones en el techo, especialmente en los bordes donde la conexión es más crítica, ni se cumplía con la norma ANSI.

### 5.3.3 Sistema combinado

Como hemos podido observar, en los estudios mencionados anteriormente, los experimentos realizados con este sistema constructivo de acero ligero bajo cargas laterales (sismo y viento) están limitados a una y dos plantas. No hemos podido constatar su utilización en zonas sísmicas para edificaciones de más de dos niveles utilizando este sistema estructural por sí solo.

Por lo tanto, su aplicación en edificaciones residencial de tres y cuatro plantas, como es el caso de las tipologías de viviendas sociales de mi país -República Dominicana- no sería posible por falta de estudios y normativas que aseguren una respuesta adecuada frente a este tipo de cargas.

Se ha vuelto una práctica muy común los sistemas mixtos, especialmente en edificaciones singulares o cuando se emplean sistemas constructivos no convencionales donde se combinan materiales como el acero y el hormigón armado, utilizados en estructura para resistir las fuerzas verticales y horizontales. Para los cerramientos y forjados se suele utilizar materiales más ligeros como madera o carpintería de aluminio. Cuando se emplean distintos sistemas constructivos o materiales en una edificación se debe tener en cuenta el montaje y los anclajes, cada material utiliza anclajes diferentes. Se debe prestar especial atención a las uniones entre sistemas y la mano de obra, ya que esta pudiera incrementar los costos.

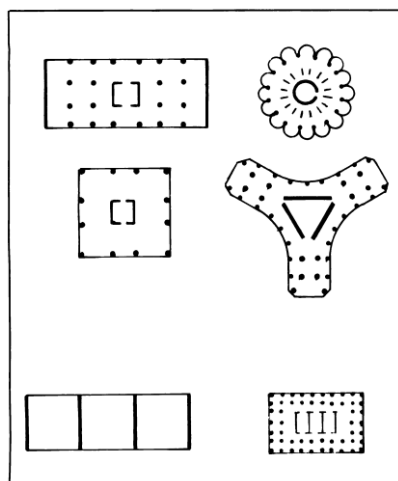


Figura 5.3.15: Tipologías de plantas con núcleo central. (Oesterle, Fiorato, & Corley, 1980)

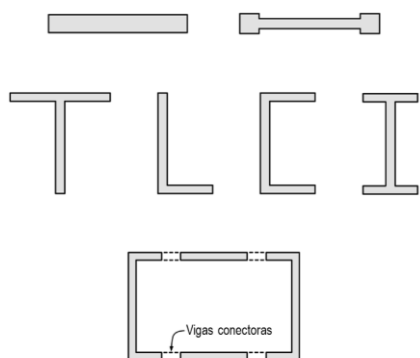


Figura 5.3.16: Configuraciones posibles de núcleos centrales. (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011)

Existen varios ejemplos de edificaciones de media altura con estructura de Steel Frame, en zonas sísmicas, combinadas con acero estructural como refuerzos, y/o núcleos de hormigón armado como elemento rigidizador de la estructura. La resistencia a fuerza lateral en un sistema de construcción a veces se concentra en relativamente pocas paredes distribuidas alrededor de la planta o un núcleo central (Wallace, 2013).

Los muros (núcleos centrales) de hormigón, a menudo son utilizados como único sistema de resistencia a cargas laterales. Estos, que pueden ser utilizados en una variedad de tipologías de planta (fig. 5.3.15), son eficaces para resistir cargas laterales impuestas por el viento o terremotos. Ellos proporcionan una resistencia y rigidez considerable, así como la capacidad de deformación necesaria para satisfacer las demandas de fuertes movimientos sísmicos (Wallace, 2013).

Estos núcleos estabilizadores de hormigón armado son utilizados para albergar circulación vertical como caja de escalera y ascensores. Se necesitan vigas (fig. 5.3.16) que conecten los componentes del núcleo sobre las aberturas. En estos muros, cualquier segmento de pared en paralelo a la fuerza de corte, actúa como un elemento de resistencia a

la fuerza axial y cortante, y flexión. Los componentes ortogonales actúan a tensión o compresión (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2011).

A continuación presentaremos algunos ejemplos donde se combina la estructura de Steel Frame con otros sistemas como la incorporación de un núcleo central de hormigón armado y/o acero como solución a las cargas laterales en zonas de riesgo sísmico en Estados Unidos.

#### - Hotel en Ohio, Estados Unidos

Aunque Ohio no se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, se encuentra en la periferia de la zona sísmica de Nuevo Madrid, lugar de la secuencia de terremotos más grande producida en territorio de Estados Unidos. En la región se sienten los movimientos sísmicos que tienen lugar en su periferia llegando a ocasionar daños leves y moderados en algunas áreas (Ohio Department of Natural Resources, 2013).

En Columbus (Ohio), el Hotel Hilton Polaris de 10 niveles fue construido en el 2007. La primera planta es en acero estructural. En las paredes, forjados y cubiertas se empleó el sistema CFS. Para resistir las cargas laterales se utilizó núcleos centrales de hormigón, que alberga escalera y ascensores, construido con el sistema Tilt-up; las paredes fueron forradas con chapa de acero (Allen, 2011).



Figura 5.3.17: Imágenes de la construcción de un Hotel en Ohio. (Allen, 2011).



### - Edificio de Apartamentos en Mercer Island, Washington

Washington se encuentra ubicado donde convergen los límites de dos placas tectónicas, la de Norte América y la Placa de Juan de Fuca (Washington State Department of Natural Resources, 2013). A esta placa se le atribuye dos de los terremotos más fuertes registrados en el área: el Olympia ocurrido en 1949 magnitud 7,1 y el Nisqually de magnitud 6,8 en el año 2001. Este último ocurrió a 80 km de Mercer Island. Esta isla del Estado de Washington tiene un 86% de probabilidad de ocurrir un terremoto en un radio de 80 kilómetros en los próximos 50 años, según los datos del USGS.



Figura 5.3.18: Construcción de apartamentos en Washington. (Allen, 2011).

La edificación es de cinco niveles sobre una planta de hormigón. Las cinco plantas fueron ejecutadas con paredes de CFS, al igual que la cubierta. Se empleó forjado compuesto, con chapa de acero y 7 cm de concreto. Se colocaron estratégicamente muros de cortante de hormigón armado y vigas de acero estructural donde era necesario para resistir las cargas laterales.



Figura 5.3.19: Detalles constructivos de apartamentos en Washington. (Allen, 2011).

- **Dormitorios en la Universidad Politécnica de California (Cal Poly), San Luis Obispo, California**

La ciudad está expuesta a varios peligros naturales como inundaciones, incendios y terremotos. San Luis Obispo se encuentra en una zona sísmica activa. Alrededor existen varias fallas como la de San Andrés y Los Osos. La base de datos del USGS (*United State Geological Survey*) indica que la probabilidad de que ocurra un terremoto en un radio de 80 km de San Luis Obispo,



Figura 5.3.20: Proyecto de dormitorios en California. (Allen, 2011).

California en los próximos 50 años es de un 76%. El terremoto ocurrido más grande dentro del radio de 80 km de San Luis Obispo fue de magnitud 6.6 en el año 2003.

Este proyecto de dormitorios está compuesto por nueve (9) edificios de cinco (5) plantas cada uno.

Los forjados, paredes portantes y las vigas de la cubierta fueron realizados con CFS. Para el revestimiento de las paredes se utilizó plancha de acero.

En el borde superior de la pared se colocó una placa de acero para la transferencia de carga vertical (figura 5.3.21). En la crujía se colocaron múltiples vigas de CFS



Figura 5.3.21: Vigas de cubierta y placa de acero en pared. (Allen, 2011).

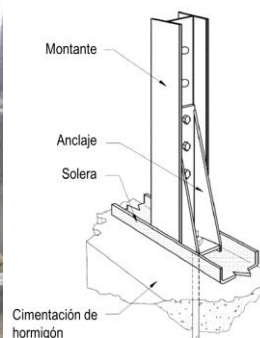


Figura 5.3.22: Detalles constructivos de edificio de dormitorios en California. (Allen, 2011).



### 5.3.4 Interacción con el clima

#### - Corrosión

La corrosión es el deterioro que sufren las propiedades de los metales cuando interactúan con el medio en que se encuentran. Al metal estar expuesto o en contacto con el medio ambiente, humedad, lluvia, suelo, u otro metal distinto se produce la oxidación o corrosión del material.

Para evitar que ocurra la corrosión, se utilizan recubrimientos sobre el metal que impiden que entre en contacto con el ambiente, oxígeno y vapor de agua, responsable principales de que se produzca la oxidación. Esta protección puede ser dada por la aplicación de una pintura especial, o mediante un proceso de galvanizado.

El galvanizado se logra con la colocación de una capa de zinc sobre el acero. Este proceso puede ser en frío o caliente. La galvanización en caliente forma varias capas que van teniendo mayor cantidad de zinc. Es utilizado para la construcción por su mayor proporción de zinc y resistencia.

Los perfiles utilizados en el sistema Steel Frame, tanto para elementos estructurales y no estructurales, deben ser galvanizados según la norma ASTM A1003 (Building Works, Inc., 2003). Los perfiles se deben proteger con la envolvente del edificio, de esta manera quedan resguardados de la humedad y el agua. La corrosión se produce cuando la superficie del perfil de acero está húmeda. Como la estructura está protegida por los recubrimientos de las paredes no se produce humedad en el interior y el agua no entra en contacto con éste; el grado de corrosión será mínimo.

Se han realizado estudios sobre la duración de la estructura de Steel Frame en viviendas. Se estudiaron viviendas localizadas en diferentes ambientes, zona rural, urbana, marina e industrial, y se comprobó que la corrosión del zinc es menor a 0,1 micras en un periodo de 3 años. De esto podemos deducir que en condiciones similares un recubrimiento de zinc típico G40, 10 micras, debería de durar 300 años, más que la esperanza de vida de un edificio residencial (Building Works, Inc., 2003). Si se utiliza un recubrimiento de zinc G90 (como en Argentina) equivalente a 19,4 micras, la estructura podría durar 600 años aproximadamente (ConsulSteel, 2002).

Otro estudio realizado en 1995 fue en Ontario, Canadá. Se estudió una vivienda que había sido construida 20 años atrás. No se encontraron signos visibles de corrosión en el revestimiento de zinc. Las mediciones del espesor del recubrimiento realizadas 20 años después de su colocación fueron iguales a las medidas de fabricación (ConsulSteel, 2002).

Los tronillos y anclajes utilizados para las uniones y juntas de la estructura también son afectados por la corrosión.

Recubrimientos utilizados para proteger los tornillos (ConsulSteel, 2002):

- El fosfatado es un recubrimiento, de color negro o gris, utilizado en fijaciones de placas de roca de yeso y en interiores, ya que es un tipo de protección mínima y no debe estar en contacto directo con la humedad.

- Electro cincado: brinda una excelente protección a los tornillos, por lo que es el más utilizado. Estos son sumergidos en una solución de zinc y el espesor de recubrimiento puede variar entre 3 y 25 micras dependiendo del tiempo de sumersión. Por último se le aplica un sellador de cromato.
- Revestimientos especiales: son mezclas propias de algunos fabricantes donde fosfato, zinc, cromato y/o aluminio son combinados junto a un material ligante para proporcionar al tornillo una protección más durable, aunque su precio es más elevado.

#### - **Aislamiento**

La pared exterior es el elemento que sirve como barrera entre el ambiente exterior y el ambiente interior. Por lo tanto desempeña un papel primario en cuanto a confort de una edificación. En clima tropical, es importante que las paredes exteriores tengan la protección necesaria para que la radiación solar no afecte el interior. Esto con una buena ventilación cruzada ayuda a obtener un espacio interior agradable y reduce el consumo de energía por ventilación artificial.

En la República Dominicana, y en las regiones tropicales, el método tradicional de construcción es el monocalpa donde la pared, comúnmente construida con bloques de cemento, sirve como elemento de soporte y al mismo tiempo de bloqueador del calor y sonidos. Se aplica el principio de a mayor masa mayor aislación.

En la estructura de Steel Frame, el cerramiento y aislamiento del edificio es multicapa. Se combinan placas de cerramiento y material aislante que van rellenando el marco de acero galvanizado, y conforman la pared terminada como aislante entre distintos ambientes.

#### - **Aislamiento Térmico**

El aislante térmico es capaz de controlar las pérdidas y ganancias de calor (invierno y verano). Las ganancias de calor se producen a través de la cubierta, paredes, aberturas. Cuando la vivienda está aislada térmicamente la diferencia entre temperaturas (interior, exterior) se incrementa y la transmisión de calor ocurre del ambiente más caliente al más frío (ConsulSteel, 2002).

Existen en el mercado diferentes tipos de aislantes térmicos. De acuerdo al uso, aplicación, ubicación, se deberá seleccionar el que tenga las propiedades más adecuadas. Veamos algunos:

- Lana de vidrio
- Poliestireno Expandido
- Lana de roca
- Espumas Celulósicas Proyectables
- Espumas Poliuretánicas Proyectables

Para zonas húmedas, como República Dominicana, es importante seleccionar un material aislante que no sea higroscópico; es decir, que no absorba humedad, de esta manera su capacidad aislante no será comprometida (Díaz, 2012).

La correcta colocación del aislante es fundamental para lograr un mejor confort. Para climas cálidos lo recomendable es que este se coloque en la cara exterior del paramento. El aislamiento puede ser colocado entre los montantes del marco metálico o este puede ir fijado directamente al marco. Debido a la alta conductividad térmica de los perfiles de acero galvanizado, si el aislante se coloca entre montantes, lo que provoca una discontinuidad del aislamiento, se debe colocar otro material aislante (como el EPS) en el exterior de la estructura para evitar puentes térmicos y garantizar un aislamiento térmico adecuado (ConsulSteel, 2002).

Donde el valor de transmitancia térmica requerido es muy bajo se puede colocar el aislamiento entre montantes sin necesidad de un aislamiento exterior adicional (Kingspan Profiles & Sections, 2013). Dependiendo del material a colocar se definirá el espesor, aunque algunos autores consideran que 2 o 3 cm de material aislante es suficiente (Díaz, 2012).

### - Aislamiento Acústico

El aislamiento acústico consiste en evitar el paso del sonido desde el exterior al interior, el sonido por impacto y el sonido de instalaciones del edificio.

En el Steel Frame el aislamiento acústico es por el efecto masa-resorte-masa. Es un conjunto de masa, unidas (resorte) con la capacidad de vibrar que posee una frecuencia de resonancia propia (ConsulSteel, 2002).

Esta aislación debe estar colocada en todo el perímetro de la edificación. Si los cerramientos exteriores van aislados térmicamente, este mismo material cumple la función de aislamiento acústico.

En el caso de paredes interiores o forjados que delimiten espacios distintos y que necesiten aislamiento acústico (entre viviendas) se debe colocar entre montantes un material flexible que puede ser lana de vidrio o espuma celulósica (figura 5.4.1). La junta entre piso y placa de terminación debe ser sellada.

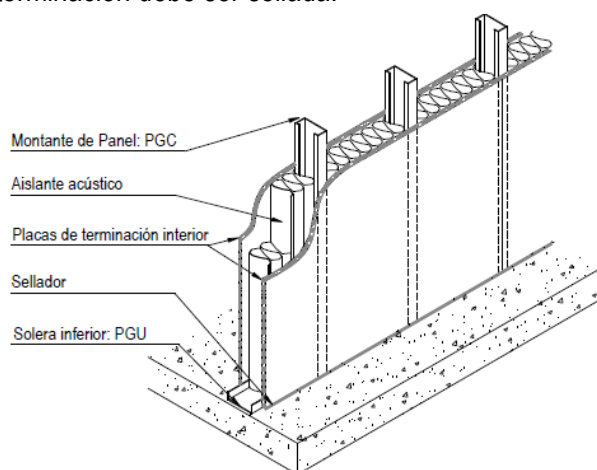


Figura 5.4.1: Colocación de aislante acústico en pared interior. (ConsulSteel, 2002).

## - Condensación

La cantidad de vapor de agua en el ambiente depende de la temperatura. A más temperatura mayor capacidad de contener vapor de agua; por el contrario, ésta es menor mientras más fría sea la temperatura. Debido a esta diferencia entre el ambiente más frío y el más caliente se produce una diferencia de presiones de vapor. Estas intentan equilibrarse a través de las porosidades del cerramiento y lo hacen del lado caliente al lado frío, y se condensarán en la primera superficie fría que encuentre (ConsulSteel, 2002).

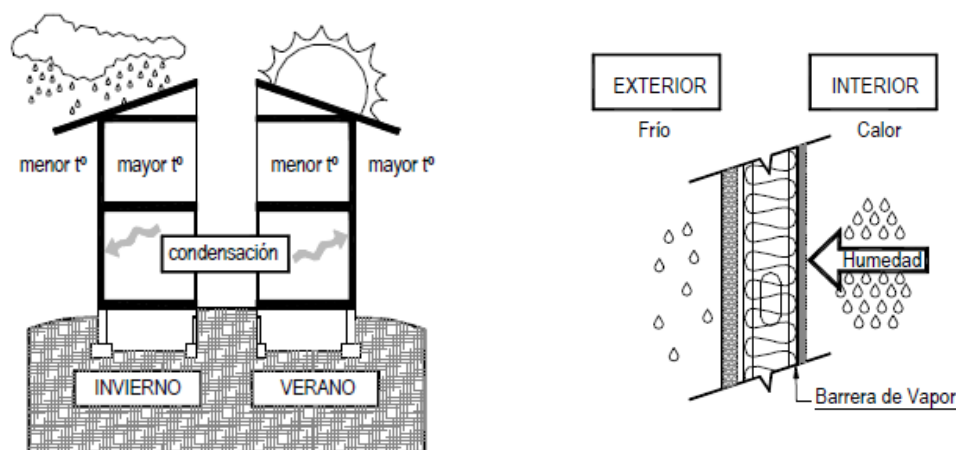


Figura 5.4.2: Como se produce la condensación por diferencia de temperatura y colocación típica de la barrera de vapor. (ConsulSteel, 2002)

Los materiales porosos tienen baja resistencia, y los impermeabilizantes tienen mayor resistencia, éstos hacen de barrera de vapor. La barrera de vapor es una lámina que reduce la difusión del vapor de agua en los paramentos. El más utilizado y adecuado es el polietileno. También existen pinturas u otros revestimientos como el PVC sin plastificar, hoja de aluminio, asfalto fundido, entre otros (ConsulSteel, 2002).

La barrera de vapor se debe colocar en toda la envolvente exterior del edificio, cielorraso bajo cubierta, muros exteriores y sobre fundaciones. La colocación debe ser continua y donde hubiere juntas se deben solapar entre 15 y 20 cm.

Como el propósito es evitar el paso del vapor de agua del lado caliente al lado frío donde se produce la condensación, la barrera de vapor deberá ser colocada en la cara de mayor temperatura del paramento.

## - Estanqueidad

Las lluvias y el viento no deben tener contacto con la estructura, por lo tanto es necesario colocar una barrera de agua y viento para garantizar la estanqueidad del edificio y el correcto funcionamiento de los elementos que forman parte del paramento exterior; el aislamiento, por ejemplo, si entra en contacto con la humedad exterior pierde propiedades aislantes.

Esta barrera es una membrana impermeable de polietileno de alta densidad que es permeable al vapor, si se genera humedad en el interior permite su eliminación al exterior. Su colocación debe ser continua, en paredes y cubierta, y todas las juntas se deben encintar (ConsulSteel, 2002).

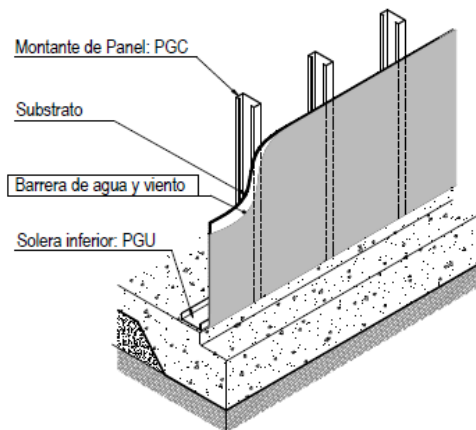


Figura 5.4.3: Ejemplificación de la colocación de la barrera de agua y viento. (ConsulSteel, 2002)

---

# 6

## CONCLUSIONES

### 6.1 Conclusiones

### 6.2 Conclusión General

*“La arquitectura es la voluntad de la época traducida a espacio.” Ludwig Mies Van der Rohe.*

## 6.1 Conclusiones

### - Sismo

- Estos estudios experimentales se han realizado en paneles de una y dos alturas. Las normativas consultadas permiten en zonas sísmicas hasta dos plantas con este sistema. Por ejemplo la AISI S23 (2007) (*American Iron and Steel Institute*) limita la altura hasta 15 m en las zonas de baja sismicidad, pero no para las zonas de alta sismicidad. Las disposiciones del IRC (*International Residential Code*) permiten hasta 2 niveles. Por lo tanto, para edificaciones de más de dos niveles con el Steel Frame en zonas sísmicas, las investigaciones deben ser ampliadas y comprobadas.

- La elección del refuerzo a utilizar en las paredes es de vital importancia ya que sobre esta recae la responsabilidad de resistir las fuerzas laterales producidas por un evento sísmico.

Estudios previos han demostrado que el uso de refuerzo con correas de acero en diagonal es factible en zonas de sismos. En las pruebas realizadas el tipo de conexión y la colocación de estas correas pueden aumentar su resistencia a cargas de cortante. Su colocación en ambas caras del panel aumenta la resistencia de la pared. De los tipos de conexiones estudiados el que utiliza una placa de refuerzo (cartela) es el que más resistencia ha demostrado, además de que es el utilizado en zonas de riesgo sísmico. Por otra parte, la colocación de cuatro soportes, de longitud de 400mm, de perfiles "C" en las cuatro esquinas, donde se conectan las correas, puede contribuir a mejorar el rendimiento del sistema.

En general, casi todos los experimentos han utilizado y comprobado que el doble montante unido por sus almas en los extremos de la pared aporta mayor continuidad para la transmisión de las cargas a la cimentación y mejor resistencia, disminuyendo el desplazamiento.

Emplear paredes diafragmas como resistencia a los movimientos horizontales se ha considerado que también tiene un buen desempeño. La selección del tipo de material de revestimiento puede aumentar la rigidez de la pared. El tablero de OSB (*oriented strand board*) trabaja bien al igual que el de madera contrachapada. La colocación de OSB más panel de yeso aumenta significativamente la capacidad de resistencia. La orientación de la placa de revestimiento perpendicular al marco puede aumentar la capacidad de la pared.

Pocos estudios han explorado la posibilidad de combinar ambos tipos de arriostramientos. A pesar de que diversos autores consideran que esta solución puede duplicar la capacidad de resistencia, existe cierta preocupación por su poca practicidad y las conexiones con el montante. Los estudiosos deben profundizar más en estos casos.

-Las fijaciones entre los elementos del marco se deben tomar en cuenta y prestar atención en la colocación de tornillos en los bordes. Cuando se reduce el distanciamiento entre sí de los tornillos colocados en el borde del panel, mejora la resistencia.

## - Viento

- Las normativas IRC (*International Residential Code*) señalan que todas las paredes deben estar revestidas. Según el IBC (*International Building Code*) para el diseño se deberá considerar que el viento viene en cualquier dirección horizontal.
- El sistema de resistencia a las cargas de viento más comúnmente usada es el compuesto de entrepiso y techo que actúan como vigas horizontales y transmiten las cargas de cortante a los muros.
- Las conexiones de la cubierta y entre elementos de la estructura es importante para evitar vuelco. Actualmente, la placa de refuerzo o cartela es utilizada en regiones ciclónicas. Estudios que han comparado con otro tipo de uniones han, demostrado que es la que mejor desempeño tiene para resistir las fuerzas del viento en la cubierta. Fue analizada una unión que podría lograr las mismas prestaciones que las cartelas, pero dado el número adicional de tornillos que se requeriría no se consideraría práctica. Algunas normativas confían en que la solución de anclajes utilizados para resistir las cargas horizontales (sismos) es suficiente para soportar las cargas de vuelco. Existen opiniones de que es más confiable el uso de sujetadores para minimizar el daño.
- En el revestimiento de la pared, las fijaciones entre placas adyacentes debe ser completa en todo el revestimiento, de lo contrario el contacto entre ellas producto de las fuerzas del viento, podría causar daños significativos.
- Normalmente se suele colocar en la solera un perfil de un calibre menor al montante, esta práctica puede producir fallas en la solera. Para asegurarse de que esto no ocurra la solera debe ser del mismo grosor que el montante o mayor.
- Las investigaciones sobre las cargas de viento y vuelco en estructuras de acero ligero conformadas en frío para regiones ciclónicas, no están muy avanzadas. Sin embargo, algunas normativas consideran que las estructuras de montantes de madera son aplicables al Steel-Frame. Es necesario ampliar las investigaciones en este campo.
- En el cálculo de la presión de diseño se toma en cuenta un coeficiente de acuerdo a la proporción de aberturas en la edificación. Un edificio residencial normalmente tiene un porcentaje de aberturas alto, por lo que se consideraría un edificio abierto (según la clasificación de la norma ASCE- *American Society of Civil Engineers*). Por lo tanto, la probabilidad de ocurrir presiones interiores es mayor. Para evitar daños hay que tomar precauciones para que en la ejecución de la cubierta se cumplan las normas y el diseño. Como ha ocurrido en Florida, según las investigaciones post-huracán, los fallos están más relacionados a mala instalación, ya que no siempre se colocaron la cantidad de tornillos y anclajes requeridos por diseño.



## **- Sistema Combinado**

Cuando se combinan sistemas constructivos o estructurales se consigue reforzar la respuesta del edificio en determinadas situaciones. Cuando se emplean dos tipos de estructura, hay una base y otra complementaria. En el Steel Frame, combinado con otro material, acero estructural u hormigón, los perfiles ligeros siguen teniendo protagonismo y formando parte importante de la estructura. Su complemento estructural le añade la rigidez o estabilidad necesaria, buscando prolongar la vida del edificio y poder conseguir la aplicación del Steel Frame en lugares de diferentes características por naturaleza.

En Estados Unidos, se está volviendo una práctica común fusionar la estructura de perfiles ligeros de acero conformado en frío con otros materiales en zonas sísmicas, o para conseguir mayor altura. En California, por ejemplo, conocida como una región de riesgo sísmico alto, ha funcionado, hasta el momento, el sistema mixto con Steel Frame.

En las literaturas existentes analizadas pudimos notar que los ensayos y ejemplos encontrados son de edificaciones de hasta dos (2) plantas y cuando tienen más altura no están ubicadas en ciudades de riesgo sísmico elevado.

En la República Dominicana, para la utilización del Steel Frame, por sí solo, se necesitan investigaciones y ensayos más profundos y específicos. Es por esto que su implementación en el país podría ser actualmente cuestionada. Sin embargo, un sistema mixto, combinado con núcleos rígidos de hormigón armado, como hemos visto en los ejemplos presentados, y calculado correctamente podría funcionar adecuadamente.

## **- Interacción con el clima**

Muchos autores, fabricantes e investigadores coinciden en que este sistema es exportable a zonas tropicales y se sabe que es muy utilizado en edificaciones tanto residenciales como comerciales en Florida - una parte de Estados Unidos con clima muy similar a la República Dominicana - que también es afectada por la temporada ciclónica del Atlántico.

Para garantizar el confort térmico lo más relevante es un riguroso control en la colocación del cerramiento exterior y la cubierta. El cerramiento multicapa no es muy utilizado y conocido en la construcción tradicional de República Dominicana. Por lo tanto, sería un reto conseguir la estanqueidad necesaria para evitar condensaciones, corrosión e infiltración de agua.

## 6.2 Conclusión General

Con la finalidad de conocer más detalladamente el comportamiento de la estructura Steel Frame en zona sísmica y su posterior aplicación, es necesario que se realicen más investigaciones y ensayos, específicamente en edificaciones de más de 2 niveles. De igual modo, hace falta normativas más claras y específicas sobre el sistema Steel Frame.

De acuerdo a las investigaciones analizadas en este trabajo, los reglamentos y normativas urbanísticas existentes en República Dominicana, así como su clasificación sísmica podemos concluir lo siguiente:

- Zona sísmica I de alta sismicidad (norte del país):

No hay estudios sobre el funcionamiento de una estructura de Steel Frame en una tipología de vivienda de 4 niveles (como la tipo H en Invivienda). Los estudios y ensayos que se han analizado están relacionados a edificaciones de una y dos plantas. El reglamento de edificaciones estadounidense (IRC-IBC) no permite edificaciones de ninguna altura en zona sísmica de alto riesgo, y para las demás permite hasta dos niveles. Por lo tanto, su implementación en esta zona queda condicionada a la utilización de un sistema estructural mixto o combinado, como por ejemplo con núcleo rígido de hormigón armado y/o vigas y refuerzos de acero.

- Zona sísmica II de mediana sismicidad (sur del país):

Como mencionamos anteriormente no es posible asegurar el buen comportamiento de una estructura de Steel Frame de 4 niveles en zonas con riesgo sísmico. Para esta zona se puede realizar al igual que en la anterior un sistema mixto para edificación de 4 niveles.

Para la tipología del INVI "I" de dos niveles, con el diseño adecuado de acuerdo a las normas internacionales existentes y el reglamento sísmico dominicano, es factible la utilización de estructura de perfiles ligeros de acero galvanizado (Steel Frame).

Con relación a las acciones de los vientos ciclónicos a los que está expuesta la República Dominicana, podemos concluir - según lo estudiado- que el sistema Steel Frame bien ejecutado puede resistir las fuerzas de vientos en edificaciones de 4 niveles.

Hay que tomar en consideración que es necesario prestar atención especialmente en los anclajes de la cubierta y las uniones con la cimentación; así como la colocación de las capas necesarias en el cerramiento exterior como el aislamiento y barrera de vapor para proteger los perfiles de la humedad.

En el acabado exterior una opción adecuada sería la de revoque sobre OSB previamente impermeabilizado, o placas cementicias, ya que otro tipo de material podría desprenderse de la estructura con los fuertes vientos. Con estos acabados también se evita que las personas perciban los perfiles como un sistema estructural poco resistente (esto constituye una debilidad del sistema), y se mantenga la imagen de construcción tradicional.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu, R. (11 de mayo de 2013). Comunicación de la Oficina de Libre Acceso a la Información- INVI. Santo Domingo, Republica Dominicana: INVI.
- ACOPROVI. (21 de febrero de 2013). *¿Noticias: ACOPROVI*. Obtenido de Asociación Dominicana de Constructores y Promotores de Viviendas: [acoprov.org/presidente-danilo-medina-afirma-fideicomiso-revolucionara-a-la-republica-dominicana/](http://acoprov.org/presidente-danilo-medina-afirma-fideicomiso-revolucionara-a-la-republica-dominicana/)
- Acosta, C. (12 de abril de 2013). Danilo Medina: Gobierno licitara 35,000 viviendas. *Listín Diario*.
- ACQ y Asociados. (10 de mayo de 2013). *Huracanes: ACQ*. Obtenido de ACQ Weather: <http://www.acqweather.com/HURACAN%20DE%20SAN%20ZENON.pdf>
- Allen, D. (2011). Design and Behavior of Cold-Formed Steel Structures and Connections. *Encuentro Internacional del Acero en Colombia* (p. 150). Colombia: EAC.
- Bala, C. E. (9 de junio de 2013). *Historias Barriales y de Comunidades: Red Poder Comunitario*. Obtenido de Red PoderComunitario: <http://www.redpodercomunitario.org/EnsancheLuperon-DN-01.html>
- Benjamín, E. (13 de junio de 2013). *Historias Barriales y de Comunidades: Red Poder Comunitario*. Obtenido de Red Poder Comunitario: <http://www.redpodercomunitario.org/CiudadElAlmirante-SDE-01.html>
- Bisonó, V. (2006). Joaquín Balaguer y su incidencia en la historia dominicana. *Conferencia por el primer centenario del natalicio de Joaquín Balaguer, UCSD* (pág. 33). Santo Domingo: Ediciones de la Fundación Joaquín Balaguer.
- BNV. (11 de junio de 2013). *Quienes somos: BNV*. Obtenido de Banco Nacional de Fomento a la Vivienda y la Producción, BNV: [www.bnv.com.do](http://www.bnv.com.do)
- Brea, E. J., Domínguez, M., Roca, L. M., Silvestre, R., & Delmonte, J. E. (2006). *Santo Domingo: Guía de Arquitectura*. Santo Domingo-Sevilla: Sevilla: Consejería de Obras Públicas y Transporte. Dirección General de Arquitectura y Vivienda.
- Building Seismic Safety Council. (2003). *NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures (FEMA450)*. Washington: Building Seismic Safety Council.
- Building Seismic Safety Council. (2006). *Homebuilders`Guide to Earthquake-Resistant Design and Construction (FEMA232)*. Washington: National Institute of Building Science.
- Building Works, Inc. (2003). *Perspective Method for Connecting CFS Framing to Insulating Concrete Form Walls in Residential Construction*. Washington, DC: HUD's Office of Policy Development and Research.

- Carr, J., Mansour, A., & Mills, J. (2004). Self-drilling Screwed Knee-joints for Cold-formed Steel Portal Frames in Cyclonic Regions. *Seventeenth International Specialty Conference on Cold Formed Steel Structures* (pág. 14). Orlando: International Specialty Conference on Cold Formed Steel Structures.
- Chen, H., Uang, C.-M., Bjorhovde, R., & Manley, B. (2008). Overview of the Standard for Seismic Design of Cold-Formed. *Structure Congress 2008: Crossing Borders* (p. 12). Vancouver: American Society of Civil Engineers.
- COE. (2009). *Plan Nacional de Contingencia para Terremotos*. Santo Domingo: COE, Centro de Operaciones de Emergencia Nacional, República Dominicana.
- Comisión Nacional de Emergencias. (2012). *Avances y desafíos de la gestión de riesgos de la República Dominicana*. Santo Domingo: Comisión Nacional de Emergencias .
- ConsulSteel. (2002). *Manual de Procedimiento: Construcción con Steel Framing*. Buenos Aires: ConsulSteel.
- Crosby, C. (25 de mayo de 2013). Obtenido de Construcción racionalizada liviana: <http://steelframe.htmlplanet.com/Notas.html>
- Darcy, G. (2005). *Structural Behavior of an Innovative Cold-Formed Steel Building System*. Queensland: Queensland University of Thecnology.
- Davies, J. M. (2006). Light gauge steel cassette wall construction- theory and practice. In G. Parke, J. Harding, & Bjorhovde, *Journal of Constructional Steel Research* (pp. 1077-1086). Guildford, Reino Unido: Elsevier Ltd.
- Delaloye, H. A. (2009). *Guía de Estudio: Cargas en las Estructuras*. La Plata, Prov. Buenos Aires: Universidad Nacional de La Plata.
- Delgado, E. (27 de Marzo de 2009). Dispersión limita la política de viviendas económicas. *Listín Diario*.
- Díaz, O. (2012). *La cubierta metálica en el clima cálido húmedo: análisis del comportamiento térmico del techo de zinc de la vivienda vernácula dominicana*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Dirección General de Reglamentos y Sistemas. (2011). *Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estrcuturas*. Santo Domingo: Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones.
- Eco Housing. (26 de junio de 2013). *Eco Housing*. Obtenido de <http://www.ecohousing.com/pages/pdf/high-wind-area-requirements.pdf>
- Fiorino, L. (2003). *Seismic Behavior of Sheathed Cold-Formed Steel Stud Shear Walls: An Experimental Investigation*. PhD en Ingeniería Estructural: Universidad de Nápoles Federico II, Italia.

- FM Approvals LLC. (2010). *Approval Standard for Class 1 Panel Roofs*. Rhode Island: FM Approvals.
- Fong Chan, A. M. (2010). *Sistema constructivo "Steel Frame" y su utilización en climas tropicales*. Barcelona: ETSAB, Universidad Politecnica de Cataluña.
- Fox, S. R., & Schuster, R. M. (2000). Lateral Strenght of Wind Load Bearing Wall Stud to Track Connection. *Fifteenth International Specialty Conference on Cold Formed Steel Structures* (pág. 14). St. Louis, Missouri: International Specialty Conference on Cold Formed Steel Structures.
- Fundación Global. (16 de junio de 2013a). *Clima: GFDD*. Obtenido de GFDD Dominicana Online: [http://www.dominicanaonline.org/Portal/espanol/cpo\\_clima3.asp](http://www.dominicanaonline.org/Portal/espanol/cpo_clima3.asp)
- Fundación Global. (7 de junio de 2013b). *Arquitectura: GFDD*. Obtenido de GFDD Dominicana Online: [http://www.dominicanaonline.org/Portal/espanol/cpo\\_arquitectura\\_cua3.asp](http://www.dominicanaonline.org/Portal/espanol/cpo_arquitectura_cua3.asp)
- Fundación Global. (10 de junio de 2013c). *Arquitectura: GFDD*. Obtenido de GFDD Dominicana Online: [http://www.dominicanaonline.org/Portal/espanol/cpo\\_arquitectura5.asp](http://www.dominicanaonline.org/Portal/espanol/cpo_arquitectura5.asp)
- Fundación Global. (11 de junio de 2013d). *Arquitectura: GFDD*. Obtenido de GFDD Dominicana Online: [http://www.dominicanaonline.org/Portal/espanol/cpo\\_arquitectura6.asp](http://www.dominicanaonline.org/Portal/espanol/cpo_arquitectura6.asp)
- Gad, E., Duffield, C., Hutchinson, G., Mansell, D., & Stark, G. (1999). Lateral Performance of Cold-Formed Steel-Framed Domestic Structures. *Journal of Engineering Structures*, 83-95.
- Henderson, D., & Ginger, J. (2008). Role of Building Codes and Construction Standards in Windstorm Disaster Mitigation. *The Australian Journal of Emergency Management*, Vol. 23, 40-46.
- Hensen, S. (11 de agosto de 2013). *High Wind: SE Blog*. Obtenido de Simpson Strong-Tie: Structural Engineering Blog: <http://seblog.strongtie.com/category/high-wind/>
- Industrias Nacionales-INCA. (11 de agosto de 2013). Obtenido de INCA: [www.industriasnacionales.com](http://www.industriasnacionales.com)
- INAVI. (10 de junio de 2013). *Quienes Somos: INAVI*. Obtenido de Instituto de Auxilios y Viviendas: [http://www.inavi.gov.do/index.php?option=com\\_content&view=article&id=54&Itemid=74](http://www.inavi.gov.do/index.php?option=com_content&view=article&id=54&Itemid=74)
- Instituto de la Vivienda. (s.f.). *Acondicionamiento higrotérmico de edificios*. Buenos Aires: Instituto de la Vivienda.
- Instituto Nacional de la Vivienda. (2004). *Plan Estratégico para el sector vivienda. Período 2004-2008*. Santo Domingo: INVI.
- Instituto Nacional de la Vivienda. (2009). *Plan Estratégico para el sector vivienda. Periodo 2008-2012*. Santo Domingo: INVI.

- International Code Council. (2000). *International Building Code:2000*. Falls Church, : International Code Council.
- International Code Council. (2003). *International Residential Code*. Alabama: International Residential Code.
- INVI. (11 de junio de 2013a). *Sobre el INVI: INVI*. Obtenido de Instituto Nacional de la Vivienda INVI: <http://invi.gob.do/SobreelINVI/SobreNosotros.aspx>
- INVI. (11 de junio de 2013b). *Galería: INVI*. Obtenido de Instituto Nacional de la Vivienda: <http://invi.gob.do/Galer%C3%ADa.aspx>
- Kingspan Profiles & Sections. (29 de julio de 2013). Steel Framing System - Thermal Performance & Air Tightness. Sherburn, Malton, North Yorkshire, Reino Unido.
- Landolfo, R. (2011). Cold-Formed Steel Structures in Seismic Area: Research and Applications. *VIII Congreso de Construcción Metálica y Mixta* (pág. 20). Guimaraes, Portugal: Asociación Portuguesa de Construcción Metálica y Mixta.
- Lauber, W. (2005). Building materials in the tropics. In W. Lauber, *Tropical Architecture* (pp. 113-127). Prestel Publishing.
- LSK. (2005). *European Lightweight Steel-framed Construction*. Brucelas: Arcelor.
- Martínez, S. (2007). *Pórticos con diagonales en estructura metálica ligera*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Méndez, F. (10 de junio de 2013). *Historias Barriales y de Comunidades: Red Poder Comunitario*. Obtenido de Red Poder Comunitario: <http://www.redpodercomunitario.org/Invivienda-SDE-01.html>
- Metaldom, S.A. (11 de agosto de 2013). Obtenido de METALDOM: [www.metaldom.com](http://www.metaldom.com)
- Moehle, J. P., Ghodsi, T., Hooper, J. D., Fields, D. C., & Gedhada, R. (2011). *seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Stuctural Walls and Coupling Beams*. Gaithersburg, Maryland: U. S. Department of Commerce.
- Moghimi, H., & Ronagh, H. R. (2008). Performance of light-gauge cold-formed steel strap-braced stud walls subjected. In P. Gould, *Engineering Structures* (pp. 69-83). Saint-Louis: Elsevier, Ltd.
- Moghimi, H., & Ronagh, H. R. (2009). Better connection details for strap-braced CFS stud walls in seismic regions. In J. Loughlan, *Thin-Walled Structures* (pp. 122-135). Loughborough, Reino Unido: Elsevier, Ltd.
- NAHB Research Center. (1997). *Monotonic Tests of cold-formed steel shear walls with openings*. Maryland: NAHB, National Association of Home Builders.

- Nakata, N., Schafer, B. W., & Madsen, R. L. (2012). Seismic design of multi-story cold-formed steel buildings: The CFS-NEES Archetype Building. *Structures Congress 2012* (p. 11). Chicago: Structural Engineering Institute, ASCE.
- NASA/JPL/SRTM. (16 de mayo de 2013). Obtenido de Wikimedia:  
[http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/bb/Hispaniola\\_lrg.jpg](http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/bb/Hispaniola_lrg.jpg)
- NASH. (2012). *House Insulation Guide*. Nueva Zelanda: National Association of Steel-Framed Housing.
- National Wather Service. (10 de mayo de 2013c). *Historical Hurricane Track: NOAA*. Obtenido de National Oceanic and Atmospheric Administration:  
<http://maps.csc.noaa.gov/hurricanes/#app=42af&3e3d-selectedIndex=1>
- National Weather Service. (10 de mayo de 2013). *Climatology: NOAA*. Obtenido de National Hurricane Center: <http://www.nhc.noaa.gov/climo/>
- National Weather Service. (10 de mayo de 2013a). *NOAA*. Obtenido de National Oceanic and Atmospheric Administration: <http://www.nhc.noaa.gov/climo/>
- National Weather Service. (10 de mayo de 2013b). *NOAA*. Obtenido de National Oceanic and Atmospheric Administration: <http://maps.csc.noaa.gov/hurricanes/#>
- Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., & Corley, W. G. (22 de julio de 1980). Reinforcement details for Earthquake-Resistant Structural Walls. Skokie, Illinois, USA: Concr.
- Oficina de Desarrollo Humano del PNUD. (2013). *Informe sobre Desarrollo Humano 2013*. Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo.
- Oficina Nacional de Estadística ONE. (2012). *IX Censo Nacional de Población y Vivienda. Informe General. Volumen I*. Santo Domingo: Oficina Nacional de Estadística.
- Ohio Department of Natural Resources. (25 de julio de 2013). *Division of Geological Survey: ODNR*. Obtenido de Ohio Department of Natural Resources:  
[http://www.ohiodnr.com/geosurvey/html/geo\\_f03/tabid/8307/Default.aspx](http://www.ohiodnr.com/geosurvey/html/geo_f03/tabid/8307/Default.aspx)
- Peel, M., Finlayson, B., & McMahon, T. (16 de mayo de 2013). Obtenido de Wikimedia:  
[http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/3/32/World\\_Koppen\\_Map.png](http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/3/32/World_Koppen_Map.png)
- Rodríguez Lloveras, X. (2008). *Aplicación de la cartografía de inundabilidad a la reducción de la vulnerabilidad en la República Dominicana*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Sarmanho Freitas, A. M., & Moraes de Crasto, R. C. (2007). *Steel Framing: Arquitectura*. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero, ALACERO.
- Schneider, R. (junio de 2008). Wind uplift solutions: Increasing the Durability of Roofing Systems. *Interface*, 19-26.

- Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones. (1980). *Recomendaciones provisionales para el análisis por viento de estructuras*. Santo Domingo: SEOPC.
- Severino, J. (06 de Junio de 2011). El déficit de viviendas crece en 20.500 por año. *Listín Diario*.
- Sosa Frías, A. (28 de julio de 2008a). *Perfil sobre política de vivienda en República Dominicana (1/4)*. Obtenido de Urbanismo y algo más:  
<http://urbanismoyalgomas.blogspot.com.es/2008/07/perfil-sobre-politica-de-vivienda-en.html>
- Sosa Frías, A. (01 de septiembre de 2008b). *Política de vivienda en República Dominicana (2/4)*. Obtenido de Urbanismo y algo más:  
<http://urbanismoyalgomas.blogspot.com.es/2008/09/politica-de-vivienda-en-republica.html>
- Sosa Frías, A. (02 de septiembre de 2008c). *Política de Vivienda (3/4)*. Obtenido de Urbanismo y algo más: [http://urbanismoyalgomas.blogspot.com.es/2008/09/politica-de-vivienda-en-republica\\_02.html](http://urbanismoyalgomas.blogspot.com.es/2008/09/politica-de-vivienda-en-republica_02.html)
- Sosa Frías, A. (12 de septiembre de 2008d). *Política de vivienda en República Dominicana (4/4)*. Obtenido de Urbanismo y algo más:  
[http://urbanismoyalgomas.blogspot.com.es/2008/09/politica-de-vivienda-en-republica\\_12.html](http://urbanismoyalgomas.blogspot.com.es/2008/09/politica-de-vivienda-en-republica_12.html)
- Teccon. (17 de mayo de 2013). Obtenido de Teccon Evolution:  
<http://www.tecconeolution.com/>
- Tellerías, A. (15 de enero de 2010). Devenir sísmico en la historia de la República Dominicana. *Listín Diario*.
- The Cad Setter out. (17 de agosto de 2013). Obtenido de The Cad Setter out:  
[http://cadsetterout.com/wp-content/uploads/2011/07/Wood-Screw-Heads\\_thumb2.png](http://cadsetterout.com/wp-content/uploads/2011/07/Wood-Screw-Heads_thumb2.png)
- Velchev, K. (2008). *Inelastic Performance of Screw Connected CFS Strap Braced Wall*. Washington: American Iron and Steel Institute.
- Vessby, J., Källsner, B., & Girhammer, U. A. (2010). Influence of contact stress between sheets on strenght and stiffness of timberframe shear walls. *World Conference of Timber Engineering* (pág. 6). Riva del Garda, Italia: World Conference of Timber Engineering.
- Wallace, J. (22 de julio de 2013). Modeling Issues for tall Reinforced Concrete Core Wall Building. Los Angeles, California, USA.
- Washington State Department of Natural Resources. (26 de julio de 2013). *Geologic Hazards & Mapping: Washington DNR*. Obtenido de Washington State Department of Natural Resources:  
<http://www.dnr.wa.gov/researchscience/topics/geologichazardsmapping/pages/earthquakes.aspx>



